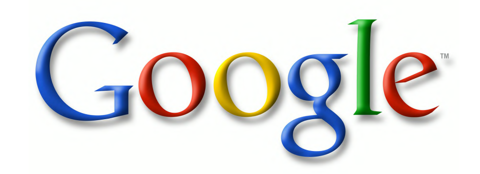



1837
ARTES
VERITAS
SCIENTIA
LIBRARY OF THE
UNIVERSITY OF MICHIGAN
E PLURIBUS UNUM
TUEBOR
SI QUAERIS PENINSULAM AMOENAM
CIRCUMSPICE
DEPARTMENT
OF
ENGINEERING

DER

BAU DER BRÜCKENTRÄGER

mit

besonderer Rücksicht auf

Eisen-Constructionen

von

Fr. Laissle und Ad. Schübler,

Ingenieuren.

Zweiter Theil.

Stuttgart.

Verlag von Paul Neff.

1871.

Druck von Woerner & Comp in Stuttgart.

Vorrede zum zweiten Theil.

Der zweite Theil des „Bau's der Brückenträger" enthält drei Abschnitte, nämlich Fachwerkbrücken, sodann Gitterbrücken und zuletzt einige Nachträge und Schlussbetrachtungen.

Die meisten der in den letzten Jahren erbauten eisernen Brücken gehören in die Classe der Fachwerkbrücken, welche auch in dem vorliegenden zweiten Theile besonders eingehend behandelt sind und wobei die Arbeiten der Herren J. W. Schwedler in Berlin und H. Gerber in Nürnberg (zur Zeit in Mainz) sehr werthvolle Beispiele dargeboten haben.

Die Gitterbrücken sind neuerdings scheinbar in den Hintergrund getreten; doch dürften in vielen Fällen (insbesondere bei continuirlichen Trägern) Gitterwerke mit steifen Stäben sich immer noch als vortheilhafteste Lösung darbieten, abgesehen davon, dass schon der Vollständigkeit wegen eine entsprechende Behandlung dieser Classe der Balkenbrücken nothwendig ist.

Die im siebenten Abschnitte gegebenen Nachträge hätten früheren Abschnitten eingereiht werden können, sind aber der Uebersichtlichkeit

wegen besser abgesondert behandelt. Die Schlussbetrachtungen weisen auf die im vierten, fünften und sechsten Abschnitte eingeschalteten Beispiele ausgeführter Brücken-Constructionen hin, deren nunmehr eine ansehnliche Zahl der Rechnung unterzogen und bezüglich der Constructionsweise sowie der Details insbesondere auch durch die Holzschnitte und lithographirten Tafeln näher erläutert sind.

Stuttgart, den 8. Sept. 1870.

Die Verfasser.

INHALTS-VERZEICHNISS.

Fünfter Abschnitt.

Entwicklung der practischen Regeln für Fachwerkbrücken.

§. 15. Theorie der Fachwerkbrücken.

§. 16. Fachwerke mit geradlinig horizontalen Gurtungen.

§. 17. Die parabolischen Träger.

§. 18. Gekrümmte nicht parabolische Träger.

Sechster Abschnitt.

Die Gitterbrücken.

§. 19. Theorie der Gitterbrücken.

§. 20. Gitterbrücke mit beiderseits gleichen Stäben ohne Vertikalständer.

§. 21. Gitterbrücken mit flachen Stäben und Vertikalständern.

§. 22. Gitterbrücken mit steifen Streben und flachen Zugbändern.

Siebenter Abschnitt.

Ergänzungen und Schlussbetrachtungen.

§. 23. Ueber Röhrenbrücken.

§. 24. Ueber Hängbrücken.

Fünfter Abschnitt.

Entwicklung der praktischen Regeln für Fachwerkbrücken.

---

§. 15. Theorie der Fachwerkbrücken.

122. Die bezeichnende Eigenschaft der Fachwerkträger ist, dass deren Gurtungen durch Streben (Pfosten, Zugbänder, Bolzen,) zu einer Reihe fester Dreiecke verbunden werden, so dass der Fachwerkträger als ein unverrückbares System von Streben und Gurtungsgliedern sich darstellt. — Es ist eine wesentliche Bedingung, dass die einzelnen Glieder des Fachwerks vorzugsweise und möglichst ausschliesslich nur nach ihrer Längenrichtung in Anspruch genommen, d. h. gezogen oder gedrückt sind. — Nennt man

O die Kraft im betrachteten Stück der oberen Gurtung,
U die Kraft dessgleichen in der unteren Gurtung,
Ω den Querschnitt des betrachteten Gurtungsstücks,
N die Kraft in einer Strebe,
ω den Querschnitt der betrachteten Strebe,
$\mathfrak{A}$ die Spannung in einem gezogenen Gliede per Quadrat-Einheit,
$\mathfrak{B}_m$ dessgleichen die mittlere Pressung in einem gedrückten Gliede,

so ist nach den Gesetzen der Festigkeitslehre, Gleichung 20)

für die obere Gurtung:

$$\mathfrak{A} \text{ oder } \mathfrak{B}_m = \frac{O}{\Omega} \quad \ldots\ldots\ldots \quad 166)$$

für die untere Gurtung:

$$\mathfrak{A} \text{ oder } \mathfrak{B}_m = \frac{U}{\Omega} \quad \ldots\ldots\ldots \quad 167)$$

für eine Strebe:

$$\mathfrak{A} \text{ oder } \mathfrak{B}_m = \frac{N}{\omega} \quad \ldots\ldots\ldots \quad 168)$$

Wenn Streben verschiedener Richtung zu unterscheiden sind, so bezeichnen

V die Kraft in einer vertikalen Strebe (Pfosten, Zuganker, Bolzen),

T die Kraft in einer schiefen Strebe, deren Richtung von der Strebenkraft N abweicht,

wonach Gleichung 168) übergeht in

$$\left.\begin{array}{l}\mathfrak{A} \text{ oder } \mathfrak{B}_m = \frac{T}{\omega} \\ \mathfrak{A} \text{ oder } \mathfrak{B}_m = \frac{V}{\omega}\end{array}\right\} \quad \ldots\ldots\ldots \quad 168)$$

Die mittlere Pressung $\mathfrak{B}_m$ ist bei kürzeren Stäben gleich zu setzen der grössten im Stab herrschenden Pressung $\mathfrak{B}$, bei längeren Stäben wird letztere durch die in §. 3 entwickelte Gleichung 76) gefunden, wonach

$$\mathfrak{B} = \mathfrak{B}_m \left(1 + K \frac{\omega L^2}{\Theta}\right) \quad \ldots\ldots \quad 169)$$

Es bezeichnet hier L die freie Länge des betrachteten Gurtungsglieds (zu vergleichen Nr. **37**.) Θ das Trägheitsmoment des Querschnitts im Sinne der voraussichtlichen Biegung, und gibt der Ausdruck $\left(1 + K \frac{\omega L^2}{\Theta}\right)$ an, um wie viel die relativ rückwirkende Festigkeit gegen die absolut rückwinkende Festigkeit zurücktritt; die Coeffizienten K sind durch Tabelle XI., die Reihe der zulässigen Werthe $\mathfrak{B}_m$ durch Tabelle XIV. gegeben.

123. Die Eintheilung der Fachwerkträger in Dreiecke bedingt, dass an den Endpunkten der Streben im Allgemeinen wenigstens 2 Streben in den Gurtungen zusammentreffen, wesshalb die Endpunkte sich als Knotenpunkte des Fachwerks darstellen. — Da die Glieder eines Fachwerks nur nach ihrer Längenrichtung in Anspruch genommen werden sollen, so folgt daraus, dass die Belastung der Fachwerkträger streng genommen nur in den Knotenpunkten eintreten soll. Diess geschieht im Allgemeinen durch Vermittlung von Zwischenträgern und mittelst Querträgern, welche in der Regel den vorgenannten Zwischenträgern als Auflager dienen und entweder in den oberen oder unteren Knotenpunkten befestigt oder auch an Vertikalstreben (Ständern, Pfosten) angebracht sind.

Tritt jedoch die Last zwischen zweien Knotenpunkten in die Gurtung ein, so wird die relative Festigkeit der letzteren daselbst in Anspruch genommen und muss die hierdurch hervorgerufene Spannung (beziehungsweise Pressung) zu der im betrachteten Gurtungsstück herrschenden Fachwerkspannung (Pressung) addirt werden; bei Bestimmung dieser letzteren denkt man sich aber die Belastung der Gurtung nach dem Hebelsgesetz (nach Um-

ständen jedoch mit Berücksichtigung vorhandener Continuität) auf die Knotenpunkte vertheilt; es gilt diess insbesondere auch bezüglich des Eigengewichts der einzelnen Constructionsglieder, welches wie eine zwischen den Knotenpunkten eintretende Last wirkt. — Da man das Eigengewicht der Brücke gleichförmig per Längeneinheit vertheilt annimmt, so werden bei gleicher Distanz der Knotenpunkte (gleicher Fachweite) in der Regel sämmtliche Knotenpunkte durch das Eigengewicht der Hauptträger gleich belastet sein, während die Fahrbahntafel auf die oberen oder unteren Knotenpunkte oder auch auf beide gleichförmig vertheilt ist. —

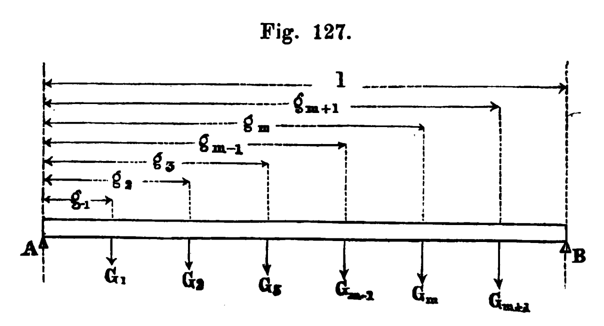
124. Wie in Nr. **4** entwickelt, bezeichnet in einem Trägerfragment, welches wir uns einerseits durch einen Vertikalschnitt x abgegränzt denken

$\mathfrak{V}$ die Vertikalkraft, d. h. die algebraische Summe der vertikalen Composanten der am Fragmente thätigen äusseren Kräfte, numerisch gleich dem Vertikal-Widerstand ΣY im Querschnitt x,

$\mathfrak{M}$ das Angriffs-Moment, d. h. das Moment der äusseren Kräfte in Beziehung auf den fraglichen Querschnitt x, welches Moment wiederum numerisch gleich ist dem auf irgend einen Punkt des Querschnitts x bezogenen Widerstandsmoment ΣXy der im fraglichen Schnitt x herrschenden inneren Kräfte. —

Da beim Fachwerk die Lasten in einzelnen Punkten, den Knotenpunkten eintreten, so dienen zur Bestimmung der Grössen $\mathfrak{M}$ und $\mathfrak{V}$ zunächst die Gleichungen 100—102), welche wir neu anschreiben, und zwar mit Auslassung der Glieder mit $\mathfrak{p}$ (da wir nach dem Vorhergehenden auch das Eigengewicht in den Knotenpunkten vereinigt denken):

Fig. 127.



Bezeichnet

l die Spannweite zwischen 2 Auflagern A und B,

$G_1, G_2 \ldots . G_m$ die in den einzelnen Knotenpunkten wirkenden Gewichte,

$g_1, g_2 \ldots . g_m$ die zugehörigen Abscissen der Knotenpunkte von A aus gemessen,

$\mathfrak{M}_1, \mathfrak{M}_2 \ldots\ldots \mathfrak{M}_m$ die Angriffsmomente in Bezug auf die Knotenpunkte 1, 2 .... m,

$\mathfrak{V}_1, \mathfrak{V}_2 \ldots\ldots \mathfrak{V}_m$ die auf Fachlänge constante Vertikalkraft auf Schnitte links von den Knotenpunkten 1, 2 .... m bezogen, so ist:

$$170)\left\{\begin{aligned} A &= \left(1-\frac{g_1}{l}\right) G_1 + \left(1-\frac{g_2}{l}\right) G_2 + \left(1-\frac{g_3}{l}\right) G_3 + \ldots \\ B &= \frac{g_1}{l} G_1 + \frac{g_2}{l} G_2 + \frac{g_3}{l} G_3 + \ldots \end{aligned}\right.$$

somit die Vertikalkraft im Felde links vom Punkte m

$$\mathfrak{V}_m = A - G_1 - G_2 \ldots\ldots - G_{m-1} \quad \ldots \quad 171)$$

und das Angriffsmoment am Knotenpunkt m

$$172)\ \mathfrak{M}_m = A g_m - G_1 (g_m - g_1) - G_2 (g_m - g_2) - G_{m-1} (g_m - g_{m-1}).$$

Die Gleichungen 171) und 172) können auch auf continuirliche Träger angewendet werden, sobald die Auflagerreactionen bekannt sind (wobei die Spannweiten AB = a, BC = b eingeführt werden), und zwar bleiben dieselben für die Oeffnung AB ganz unverändert; für die Oeffnung BC ist die Auflagerreaction B mit ihrem Hebelsarm $(g_m - a)$ einzusetzen, wie folgt:

$$171^a)\quad \mathfrak{V}_m = A - G_1 - G_2 \ldots\ldots + B \ldots\ldots - G_{m-1}.$$

$$172^a)\left\{\begin{aligned} \mathfrak{M}_m = A g_m &- G_1 (g_m - g_1) - G^2 (g_m - g_2) \ldots\ldots \\ &+ B (g_m - a) - \ldots\ldots - G_{m-1} (g_m - g_{m-1}). \end{aligned}\right.$$

Wenn man nach Gleichung 172 (beziehungsweise 172^a) den Werth $\mathfrak{M}_{m-1}$ bildet und von $\mathfrak{M}_m$ abzieht, so erhält man

$$\mathfrak{M}_m - \mathfrak{M}_{m-1} = \mathfrak{V}_m (g_m - g_{m-1})$$

woraus

$$\mathfrak{V}_m = \frac{\mathfrak{M}_m - \mathfrak{M}_{m-1}}{g_m - g_{m-1}} \ldots\ldots 173)$$

Die Grösse $\mathfrak{M}_m - \mathfrak{M}_{m-1}$ stellt den Zuwachs des Angriffsmoments auf die Fachlänge $d = g_m - g_{m-1}$ dar; bei unendlich kleiner Fachlänge, d. h. stetig zunehmendem $\mathfrak{M}$ geht Gleichung 173) über in die im ersten Abschnitte entwickelte Gleichung 18):

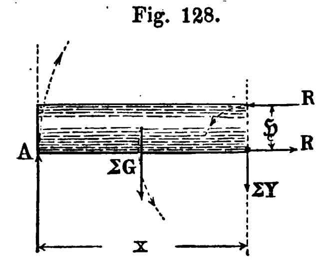
$$\mathfrak{V} = \frac{d\,\mathfrak{M}}{d\,x} \ldots\ldots 173^a)$$

Indem wir die Richtung der Schwere als positiv annehmen, so ist $\mathfrak{V}$ negativ, solange $A > (G_1 + G_2 + G_{m-1})$, und folgt hieraus, dass negative $\mathfrak{V}$ eine der Auflagerreaction gleiche Richtung haben.

$\mathfrak{M}$ hat beim freiaufliegenden Träger stets dasselbe Vorzeichen, welches wir als das positive annehmen, woraus hervorgeht, dass die Drehung, welche der Auflagerreaction entspricht, als positiv angenommen werden muss; bei continuirlichen Trägern wird $\mathfrak{M}$ in der Nähe der Zwischenstützen negativ

und überwiegt auf dem betreffenden Trägerabschnitte das Moment der nach abwärts gerichteten Lasten über das Moment der Auflager-Reactionen. Da ΣY und $\Sigma X y$ den Grössen $\mathfrak{V}$, beziehungsweise $\mathfrak{M}$ (zu vergleichen N⁰. **4**), gleich aber direct entgegengesetzt sind, so folgt aus Vorstehendem, dass negative ΣY der Richtung der Schwere gleichgerichtet sind, und dass die einem positiven $\Sigma X y$ entsprechende Drehung dem Moment des Auflagerdrucks entgegengesetzt ist. (Vergl. hierüber Fig. 128.)

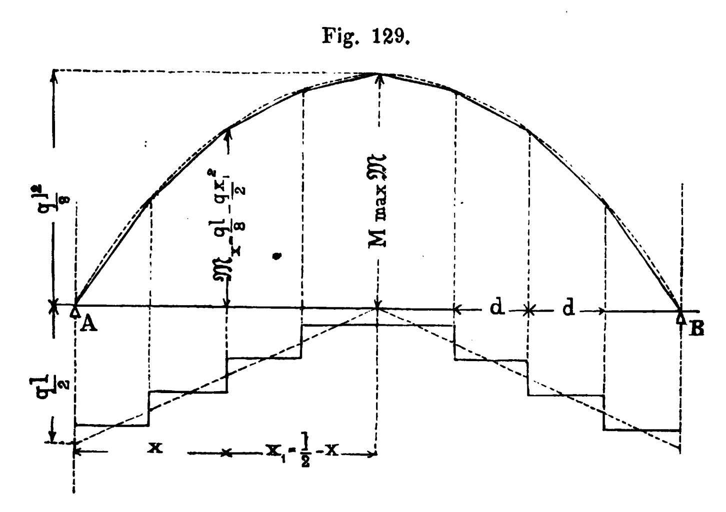
Fig. 128.



Diese Betrachtungen sind entscheidend, wenn es sich darum handelt, ob ein Constructionsglied auf Druck oder Zug in Anspruch genommen ist.

125. Wenn man in Fig. 127 die Distanzen sämmtlicher Knotenpunkte und ebenso die an denselben wirkenden Gewichte sämmtlich je gleich gross annimmt, wenn man sodann die hienach mittelst der Gleichungen 171) und 172) berechneten $\mathfrak{V}$ und $\mathfrak{M}$ als Ordinaten aufträgt, so findet man, dass die sämmtlichen für die Knotenpunkte berechneten $\mathfrak{M}$ in einer Parabel von vertikaler Axrichtung liegen, wie solches in Fig. 129 dargestellt ist, während aus der constanten Zunahme der Vertikalkraft direkt folgt, dass die für die aufeinander folgenden Felder berechneten, als Ordinaten in der Fachmitte aufgetragenen $\mathfrak{V}$ in einer Geraden liegen

Fig. 129.



müssen, welche nach Gleichung 171) in der Mitte der Spannweite durch die Abscissenaxe hindurchgeht.

Wie aus den vorstehenden Erläuterungen und insbesondere aus Gleichung 171) hervorgeht, ist die Vertikalkraft eine zwischen zweien Knotenpunkten constante Grösse, wesshalb die Fachwerkskurve $\mathfrak{V}$ ein treppenförmiges Polygon bildet, wie solches in Fig. 129 gleichfalls dargestellt ist. — Ist aber $\mathfrak{V}$ auf Fachlänge constant, so folgt aus der in Gleichung 173ª) gegebenen Relation $\mathfrak{V} = \frac{d\,\mathfrak{M}}{d\,x}$ sofort, dass die Curve $\mathfrak{M}$ zwischen zweien Knotenpunkten geradelinig sein muss, dass diese Curve somit ein in die Parabel einbeschriebenes Polygon bildet.

Wenn die in den einzelnen Knotenpunkten wirkenden Lasten der auf Fachlänge vertheilten gleichförmigen Maximallast q entsprechen, so ist das Fachwerkpolygon $\mathfrak{M}$ in die Parabel der gleichförmig vertheilten Maximallast einbeschrieben, die einzelnen Punkte der Parabel finden sich, wenn die Scheitelordinate $\frac{q\,l^2}{8}$ bekannt ist, am bequemsten nach Gleichung 93ᵇ):

$$\mathfrak{M} = \frac{q\,l^2}{8} - \frac{q\,x_1^{\,2}}{2} \quad \ldots\ldots 174)$$

wo x_1 den Horizontalabstand des betrachteten Kurvenpunkts von der Trägermitte bezeichnet.

Das in Figur 129 dargestellte Verfahren bleibt dasselbe, wenn auch die Knotenpunkte verschiedene Distanz haben; solange nämlich die Last gleichförmig vertheilt ist, und auf die Knotenpunkte nach dem Hebelgesetz übergeht, müssen sämmtliche Eckpunkte in der Parabel der gleichförmigen Maximallast liegen und wird ferner in der Mitte jedes Feldes die der Maximallast entsprechende Gerade $\mathfrak{V}$ mit der treppenförmigen Fachwerkkurve $\mathfrak{V}$ einen gemeinsamen Schnittpunkt haben.

126. Das Verhältniss zwischen den Fachwerkkurven $\mathfrak{M}$ und $\mathfrak{V}$ einerseits und den der stetig wachsenden Last entsprechenden Kurven $\mathfrak{M}_x$ und $\mathfrak{V}_x$ anderseits kann man sich auch dadurch klar machen, dass man von den Ordinaten der letzteren die den Zwischenträgern entsprechenden Vertikalkräfte $\Delta\mathfrak{V}$ und Angriffsmomente $\Delta\mathfrak{M}$ abzieht, wobei man sich bezüglich der letztern des Satzes erinnert, dass die Differenz zweier Gegenpaare (Kräftepaare) wiederum ein Gegenpaar sein muss.

Aus vorstehender Anschauung folgt direct, dass beiderlei Kurven jeweils da zusammenfallen, wo $\Delta\mathfrak{V}$ beziehungsweise $\Delta\mathfrak{M}$ gleich Null sind. Angewendet auf den gleichförmig belasteten Träger mit frei aufliegenden Zwischenträgern ergiebt sich, dass die $\mathfrak{M}$ in den Knotenpunkten, die $\mathfrak{V}$ dagegen in der Mitte der einzelnen Felder für die Totalconstruction, sowie für das Fachwerk der Hauptträger identisch sein müssen, wie diess schon in N⁰. **125.** sich ergeben hat. — Aendert sich die Belastungsart

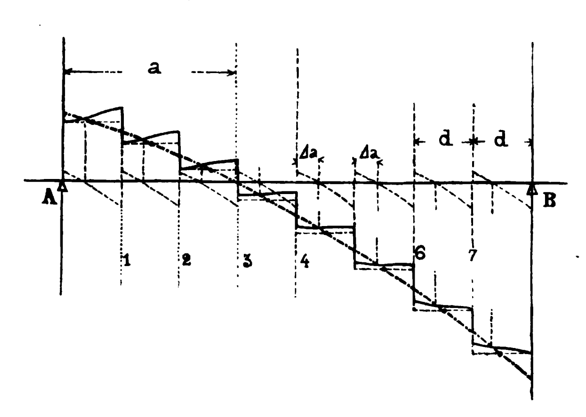
innerhalb eines Faches, so ist der Punkt $\Delta \mathfrak{B} = o$, welcher zugleich max $\Delta \mathfrak{M}$ angiebt, nach dem Hebelgesetz zu bestimmen.

Wenn ferner die Zwischenträger als continuirliche Balken betrachtet werden müssen, so ist $\Delta \mathfrak{M}$ an den Knotenpunkten nicht Null, sondern hat daselbst einen bestimmten, negativen Werth, und der Schnittpunkt der beiderlei Kurven $\mathfrak{M}$ (d. h. der Punkt $\Delta \mathfrak{M} = o$) ist durch dieselben Gesetze bestimmt, welche in §. 8 für continuirliche Träger dargestellt sind; ebenso findet sich auch der Punkt $\Delta \mathfrak{B} = o$, welcher wiederum mit dem Punkte max $\Delta \mathfrak{M}$ zusammenfällt.

127. Die grössten Werthe der Vertikalkraft finden, wie in N°· **59** erläutert, bei einseitiger Belastung statt, und zwar beim frei aufliegenden Träger in jedem Abstande x dann, wenn die gleichförmig vertheilte Ueberlast gerade bis zum fraglichen Punkte x vorgerückt ist; zur Bestimmung der Kurve max $\mathfrak{B}_x$ dienen die Gleichungen 96), zur Bestimmung der gleichzeitigen $\mathfrak{M}_x$ die Gleichungen 97).

Die Kurve max $\mathfrak{B}_x$ stellt aber nicht die im Fachwerk wirkenden Vertikalkräfte dar, indem die von den Zwischenträgern aufgenommenen $\Delta \mathfrak{B}$ noch in Abzug zu bringen sind; letzteres geschieht indem wir für jedes Feld die Kurve max $\Delta \mathfrak{B}$ bilden, wie in Fig. 130ᵃ geschehen.

Fig. 130ᵃ.



Da nämlich in dieser Figur unter Annahme einer von A nach B vorrückenden, gleichförmig vertheilten Last, je für den vordersten Punkt der Ueberlast, sowohl $\mathfrak{B}_x$ als $\Delta \mathfrak{B}$ aufgezeichnet sind, so ist auch für jede Stellung der Ueberlast ein genau bestimmter Werth der Fachwerks-Vertikalkraft $\mathfrak{B}_m$ als Differenz der Grössen $\mathfrak{B}_x$ und $\Delta \mathfrak{B}$ gegeben, und wenn auch dieser Werth $\mathfrak{B}_m$ zunächst für die Spitze der Ueberlast berechnet ist, so ist er nicht minder

für die ganze Fachlänge gültig, indem die Vertikalkraft je auf Fachlänge constant ist. Die treppenförmige Fachwerkcurve, welche in Fig. 130ª dargestellt ist, giebt also eine graphische Darstellung sämmtlicher Werthe $\mathfrak{V}_m$, welche bei stetig vorrückender Last je in dem Fache wirken, inner welchem das vordere Ende der Verkehrslast sich befindet — und giebt eben damit an, bis zu welchem Punkte jeweils die Ueberlast vorgerückt sein muss, um die grösste im betreffenden Fache überhaupt stattfindende Vertikalkraft hervorzurufen.

Wir ersehen aus Fig. 130ª, dass zwischen $\mathfrak{V} = o$ und dem Auflager B das für die Fachmitte sich ergebende max $\mathfrak{V}_x$ ziemlich annähernd dem grössten im Fachwerke stattfindenden $\mathfrak{V}_m$ entspricht, ebenso wie zwischen A und $\mathfrak{V} = o$, wo die einzelnen max $\mathfrak{V}_x$ negativ sind, das der Fachmitte entsprechende $\mathfrak{V}_x$ den kleinsten negativen Werth, also wiederum den relativ grössten Werth $\mathfrak{V}_m$ darstellt. — Wir ziehen hieraus den Schluss, dass das je für die Fachmitte gültige max $\mathfrak{V}_x$ die grösste im betreffenden Fache eintretende Fachwerks-Vertikalkraft $\mathfrak{V}_m$ darstellt und gründet sich hierauf das in Fig. 130ᵇ dargestellte Verfahren, wo die Last so-

Fig. 130ᵇ.

wohl von A als von B verrückend gedacht ist, und wo die relativ grössten, wie die relativ kleinsten Werthe von $\mathfrak{V}_m$ durch die treppenförmig geradlinigen Linien angegeben sind, welche zwischen sich alle möglichen Werthe von $\mathfrak{V}_m$ einschliessen.

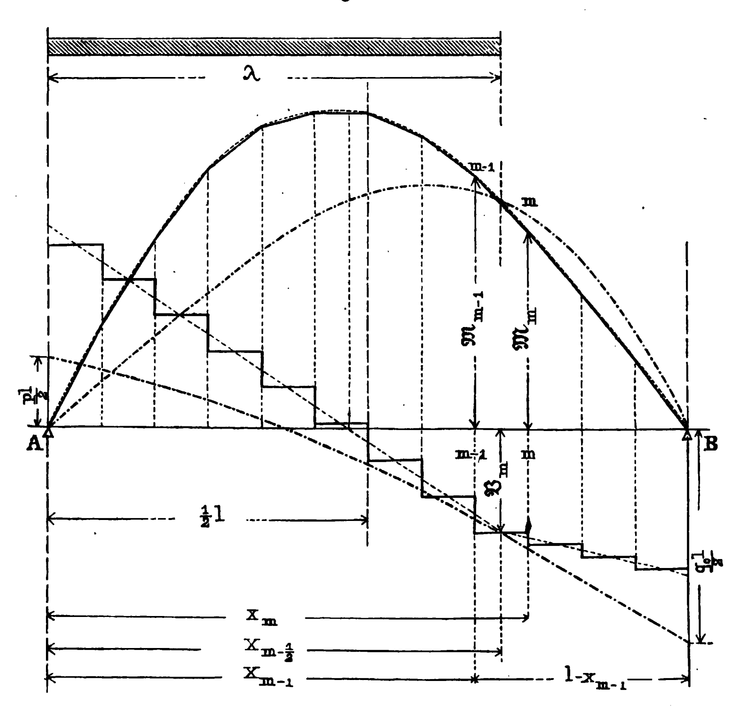
In Fig. 103ᵇ sind für die beiden Kurven $\mathfrak{V}_x$ auch die gleichzeitigen Werthe von $\mathfrak{M}_m$ eingetragen; indem man von diesen graphisch die Werthe $\varDelta\mathfrak{M}$ abzieht, erhält man für die Fachmitte je gleichzeitige Werthe von $\mathfrak{M}$ und $\mathfrak{V}_m$. Da hiebei die Last jeweils bis zur betreffenden Fachmitte vorgerückt gedacht ist, so wird,

wenn wir die Fachlänge mit d bezeichnen, $\mathfrak{V}_m$ um den Werth $\frac{k\,d}{8}$ zu gross erhalten. Diese Differenz fällt weg, wenn man das im halbbelasteten Felde befindliche variable Gewicht im anstossenden belasteten Knotenpunkt concentrirt denkt, was eine übrigens kleine Modification der durch Gleichung 91) gegebenen Auflagerdrücke bedingt.

Fig. 130^b^, beziehungsweise das durch diese Figur dargestellte Verfahren kann direkte praktische Anwendung da finden, wo in jedem Fach neben max $\mathfrak{V}_m$ ein gleichzeitiger (mittlerer) Werth $\mathfrak{M}$ genügend ist, hauptsächlich aber dann, wenn einzelne Dimensionen lediglich von max $\mathfrak{V}_m$ abhängig sind, welche Maximalwerthe durch Fig. 130^b^ ziemlich genau dargestellt sind, wie bereits oben erläutert ist.

128. Wenn zur Bestimmung der Querschnittdimensionen der einzelnen Fachwerksglieder je zwei oder mehrere gleichzeitige Werthe von $\mathfrak{M}$ nothwendig sind, so ist Fig. 130^b^ nicht mehr direct

Fig. 131.



anwendbar; es entspricht vielmehr jeder Länge der Ueberlast eine aus zwei Parabeln zusammengesetzte Kurve $\mathfrak{M}_x$, welche mit der

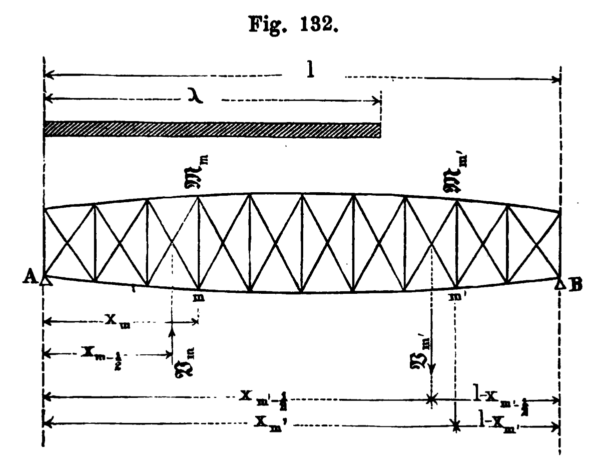
nach Gleichung 97) bestimmten, in Fig. 130ᵇ. dargestellten Kurve $\mathfrak{M}$ nur in dem einen Punkte zusammenfällt, bis zu welchem die Ueberlast vorgerückt ist.

Fig. 131 stellt den Fall dar, wo die Ueberlast k von A bis zur Mitte des Feldes (m — 1) m vorgerückt ist, wo also in der bezeichneten Fachmitte die beiderlei Kurven $\mathfrak{M}_x$, sowie die beiderlei Kurven $\mathfrak{V}_x$ sich schneiden.

Nach dem in N⁰· **125.** entwickelten Verfahren sind für die angenommene Länge der Last die Fachwerkskurven eingezeichnet; die Fachwerkskurve $\mathfrak{V}$ fällt mit der gleichzeitigen Kurve $\mathfrak{V}_x$ stets in der Fachmitte zusammen, mit Ausnahme des halb belasteten Faches, woselbst entsprechend der Figur 130ᵃ die dem Fachwerk entsprechende Horizontale um die Grösse $\frac{dk}{8}$ näher gegen die Abscissenaxe zu rücken wäre, falls man nicht — wie in Folgendem geschieht — den Abzug der Grösse $\frac{dk}{8}$ aus den in N⁰· **127.** angegebenen Gründen unterlässt und somit auch für diese Fachmitte $\varDelta\mathfrak{V}$ gleich Null setzt. Die Fachwerkkurve $\mathfrak{M}$ fällt an den Knotenpunkten mit der Kurve $\mathfrak{M}_x$ zusammen, wie schon mehrfach bemerkt.

Indem wir nunmehr die Last bis zu irgend einer Fachmitte vorgerückt denken, und mit m einen beliebigen Knotenpunkt links vom Endpunkte der Last, mit m^1 einen beliebigen Knotenpunkt rechts bezeichnen, wie diess in beistehender Fig. 132 dargestellt ist, wenden wir zunächst die in N⁰· **59.** bis **62.** entwickelten Formeln auf das Fachwerk an; nennen wir daher

Fig. 132.



p das Eigengewicht der Brücke per Geleise- und Längeneinheit,

k ebenso die per Längeneinheit ausgedrückte Ueberlast,
$q = p + k$ die Maximallast,
so erhalten wir, indem wir im Uebrigen auf die Bezeichnungen beistehender Fig. 132 verweisen, für Bewegung der Last von A nach B:

$$\left. \begin{aligned} A &= \frac{p\,l}{2} + \lambda k \frac{2\,l - \lambda}{2\,l} \ldots\ldots \\ B &= \frac{p\,l}{2} + \lambda k \frac{\lambda}{2\,l} \ldots\ldots \end{aligned} \right\} \quad 175)$$

und ist somit für das zunächst A gelegene belastete Stück:

$$\mathfrak{V}_x = A - (k + p)\,x \ldots\ldots\ldots\ldots \quad 176)$$

$$\mathfrak{M}_x = A\,x - (k + p)\,\frac{x^2}{2} \ldots\ldots \quad 177)$$

und für das zunächst B gelegene unbelastete Stück:

$$\mathfrak{V}_x = B - p\,(l - x) \ldots\ldots\ldots\ldots \quad 178)$$

$$\mathfrak{M}_x = B\,(l - x) - p\,\frac{(l - x)^2}{2} \ldots\ldots \quad 179).$$

Diese Werthe $\mathfrak{V}_x$ und $\mathfrak{M}_x$ fallen in der Fachmitte, beziehungsweise in den Knotenpunkten, mit den Fachwerkswerthen $\mathfrak{V}$ und $\mathfrak{M}$ zusammen (erstere genau dann, wenn man sich, wie oben bemerkt, die im halbbelasteten Felde befindliche variable Last im anstossenden belasteten Knotenpunkte concentrirt denkt) und erhält man für das zunächst A gelegene belastete Stück:

$$\mathfrak{V}_m = A - (k + p)\,x_{m - 1/2} \ldots\ldots\ldots\ldots \quad 176^a)$$

$$\mathfrak{M}_m = A\,x_m - (k + p)\,\frac{{x_m}^2}{2} \ldots\ldots\ldots \quad 177^a)$$

und für das zunächst B gelegene unbelastete Stück:

$$\mathfrak{V}_{m'} = B - p\,(l - x_{m' - 1/2}) \ldots\ldots\ldots \quad 178^a)$$

$$\mathfrak{M}_{m'} = B\,(l - x_{m'}) - \frac{p\,(l - x_{m'})^2}{2} \ldots\ldots \quad 179^a)$$

Man kann nach den Gleichungen 176ᵃ) und 179ᵃ) sämmtliche Fachwerkgrössen $\mathfrak{M}$ und $\mathfrak{V}$ berechnen, wobei eine gleichförmig vertheilte Last von A nach B zu einer beliebigen Fachmitte vorgerückt gedacht ist.

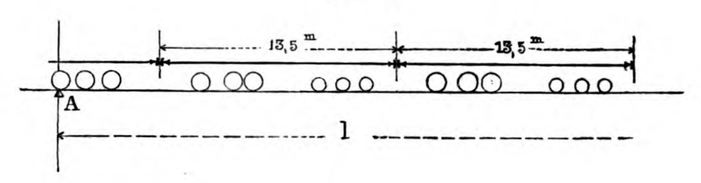
Wenn die Last von B nach A rückt, sind in den Gleichungen 176)—179) beziehungsweise 176^a)—179^a) die Grössen A und B zu vertauschen und ist ausserdem daselbst für x stets der Werth $l - x$, für $l - x$ der Werth x einzusetzen.

129. Bei den vorhergehenden Entwicklungen ist zunächst angenommen, dass die Ueberlast k dieselbe sei, ob sie auf einen grössern oder kleinern Theil λ der Brücke vertheilt ist; wir haben indess schon in N°· **64** für die Belastung der einen Brückenhälfte eine Grösse k^1 eingeführt, deren Werthe in den Tafeln XVII. und XVIIᵃ. den Werthen k gegenübergestellt sind. Diese Ge-

wichte k^1 sind nicht mehr genau, wenn die Länge der Ueberlast die Brückenhälfte überschreitet oder unterhalb derselben bleibt, und wird es daher in vielen Fällen nothwendig, für jede Länge λ der variablen Last die zugehörige Belastung k_λ näher zu bestimmen.

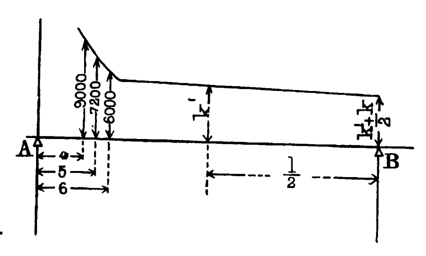
Indem wir die der Tabelle XVII[a]. zu Grunde liegende Lokomotive als Beispiel annehmen, ist zunächst für den Fall, dass die ganze Brücke einseitig belastet ist, in Fig. 133 diejenige

Fig. 133.



Aufstellung der Lokomotiven dargestellt, für welche der Auflagerdruck bei A und somit auch die Vertikalkraft zunächst diesem Auflager den höchsten Werth erreicht (indem zunächst A sich 6 Triebaxen befinden). Durch wiederholte Anwendung des Hebelgesetzes findet man, dass hiebei für alle Spannweiten der von der variabeln Last herrührende Auflagerdruck A_k ziemlich genau durch den Werth $\frac{k + k^1}{2} \cdot \frac{l}{2}$ ausgedrückt ist, wenn k und k^1 dem gewählten Beispiele entsprechend aus Tabelle XVII[a] entnommen werden; der Werth k_λ hat somit für die Endauflager, d. h. für den Fall, dass die ganze Brücke nach Figur 133 belastet ist, den Werth $\frac{k + k^1}{2}$ und dürfen wir annehmen, dass k vom Endauflager bis zur Brückenmitte und von da auch weiterhin gleichförmig zunimmt, während beim Beginn der Bewegung (d. h. wenn nur die Spitze des Eisenbahnzuges sich auf der Brücke befindet) für die Aenderung der Grösse k_λ sich ein anderes Gesetz geltend macht, welches letztere durch folgende einfache Betrachtung sich ergiebt. — Wenn man sich das Gewicht der Locomotive, deren Gesammtradstand 3^m beträgt, auf die ersten 4, 5 und 6 Meter der Brücke gleichförmig vertheilt denkt, so zeigt eine einfache Rechnung, dass diese gleichförmige Last bei jeder beliebigen Spannweite (nahezu) dieselben Auflagerdrücke und mit geringer Modification auch dieselben Momente ergiebt, wie wenn man jeweils die 3 Axgewichte an den zugehörigen Hebelsarmen gerechnet hätte; die stellvertretende Belastung k_λ ist also bei einer Länge der Ueberlast von 4, 5 und 6 Meter durch die Werthe $\frac{36000}{4}$, $\frac{36000}{5}$ und $\frac{36000}{6}$ ausgedrückt, und man kann nunmehr die

Fig. 134.



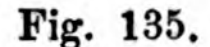
im Vorstehenden gewonnenen Resultate durch die nachstehende Figur 134 zur Anschauung bringen.

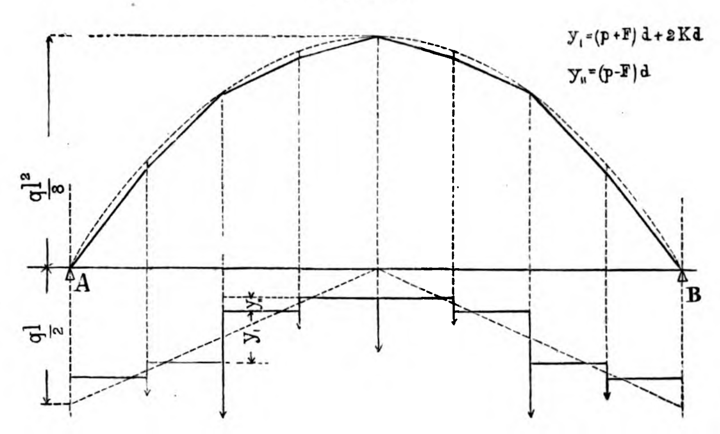
Bei kleineren Spannweiten fällt die geradlinige Fortsetzung des rechten Kurvenzweigs höher aus als die Werthe 6000, 7200 oder auch 9000 Kilo; man hat alsdann diese ersteren Werthe zu nehmen und zwar insoweit als sie grösser ausfallen als die constanten linkseitigen Werthe.

Die Güterlokomotive, welche der Figur 134, sowie der Tabelle XVII[a] zu Grunde liegt, kann für die Brücken gewöhnlicher Hauptbahnen als ganz geeignete Normalbelastung angenommen werden; hat man jedoch für eine bestimmte Bahn oder eine bestimmte Brücke eine andere Locomotive zu Grunde gelegt, so müssen k und k^1 je nach dem gegebenen Falle gerechnet werden, die Figur 134 bleibt aber insofern gültig, als bei Anwendung von besondern Tendern k_λ am Auflager B stets $= \frac{k + k^1}{2}$ gesetzt werden darf, während die constanten Grössen auf der linken Seite der Fig. 134 sehr rasch nach vorstehender Anleitung hergestellt werden können. — Letzteres ist auch bei Tenderlocomotiven gültig, doch darf bei diesen in Rücksicht auf die starke Belastung sämmtlicher Räder $k^1 = k$ gesetzt werden.

130. Bei den Entwicklungen der Nummern **125—128** ist zunächst zwischen belasteten und unbelasteten Knotenpunkten zu unterscheiden, wobei erstere durch die Ausdehnung λ der Ueberlast bezeichnet sind; es können jedoch auch innerhalb der Länge λ unbelastete Knotenpunkte sich befinden, nämlich insbesondere in dem Falle, wenn nur die oberen oder nur die unteren Knotenpunkte belastet sind; unbelastete Knotenpunkte können daher auch bei gleichförmiger Belastung der ganzen Brücke vorhanden sein; stets jedoch sind die als unbelastet aufgeführten Knotenpunkte wenigstens mit dem auf sie treffenden Eigengewicht behaftet.

Figur 135 stellt ein einfaches derartiges Beispiel dar; die sogenannten unbelasteten Knotenpunkte haben nur das auf die Fachlänge d antreffende Hauptträgergewicht $(p — F) d$ zu tragen (F bedeutet Gewicht der Fahrbahn, welches stets von den belasteten Knotenpunkten getragen wird), während die belasteten


Fig. 135.

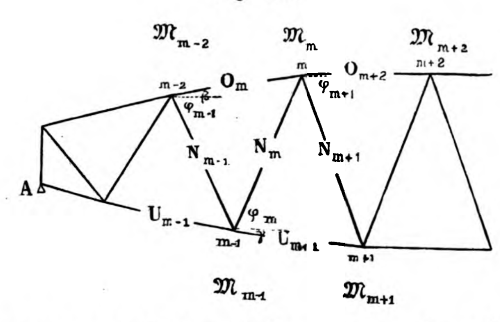


Knotenpunkte ausser dem auf sie treffenden Eigengewichte $(p + F)\,d$ auch noch das variable Gewicht aufzunehmen haben.

131. Uebergehend zu der Darstellung der einfachen Fachwerke nennen wir einfach symmetrische Systeme solche, deren sämmtliche Streben schiefe Richtung haben; symmetrisch desshalb, weil ebensoviele nach links als nach rechts gerichtete Streben vorhanden sind, welche auch ziemlich gleiche Neigungswinkel, zur Hälfte von entgegengesetztem Vorzeichen haben. (s. Fig. 136.)

Indem wir voraussetzen, dass für die jeweils stattfindende Belastungsart eines Fachwerkträgers das Polygon $\mathfrak{M}$ und die treppenförmige Kurve $\mathfrak{V}$ auf irgend eine Weise bestimmt worden seien — z. B. nach den Gleichungen 170)—172) oder nach den Gleichungen 176)—179) — so denken wir uns die einzelnen Knotenpunkte

Fig. 136.



eines einfachen symmetrischen Fachwerks von A nach B vorschreitend numerirt, wie solches in Fig. 136 gleichfalls ersichtlich; wir nennen:

$\mathfrak{M}'_{m-1}$, $\mathfrak{M}'_m$, $\mathfrak{M}'_{m+1}$ .... die Angriffsmomente in den Punkten m — 1, m, m + 1 ..... und zwar bezogen auf einen Hauptträger;

Anmerk. Die auf die Längeneinheit bezogenen Belastungen p, k und q, dessgleichen die Grössen $\mathfrak{M}$ und $\mathfrak{V}$ werden in der Regel zunächst für ein Geleise berechnet, müssen aber bei Berechnung der Fachwerkkräfte auf einen Hauptträger reduzirt werden, und werden letztere reduzirte Werthe mit $\mathfrak{M}'$ und $\mathfrak{V}'$ bezeichnet; in der Regel sind hiebei die Werthe $\mathfrak{M}$ und $\mathfrak{V}$ zu halbiren, doch finden sehr häufig auch andere Vertheilungen der Verkehrslast statt.

$\mathfrak{V}'_{m-1}$, $\mathfrak{V}'_m$, $\mathfrak{V}'_{m+1}$ ... die Vertikalkräfte in den Feldern unmittelbar links von den Knotenpunkten m — 1, m, m + 1 .... und zwar ebenfalls bezogen auf einen Hauptträger;

O_m, O_{m+2} .... die Kräfte in der obern Gurtung und zwar in den Gliedern unmittelbar links von den Knotenpunkten m, m + 2 ....;

β_m, β_{m+2} .... die zugehörigen Winkel der obern Gurtung mit dem Horizont;

U_{m-1}, U_{m+1} .... die Kräfte in der untern Gurtung und zwar in Gliedern unmittelbar links von den Knotenpunkten m — 1, m + 1 ....;

γ_{m-1}, γ_{m+1} .... die zugehörigen Winkel der untern Gurtung;

ferner:

N_m, N_{m+1} ..... die Kräfte in den Streben unmittelbar links von den Knotenpunkten m, m + 1 ....;

φ_m, φ_{m+1} .... die zugehörigen Winkel der Streben mit dem Horizont;

endlich:

$\mathfrak{H}_m$, $\mathfrak{H}_{m+1}$ .... die Vertikaldistanz der Gurtungsschwerpunkte an den Knotenpunkten m, m + 1 ....

Betrachten wir eine Strebe N_m (die einzelnen Fachwerksglieder können stets mit denselben Bezeichnungen aufgeführt werden wie die Kräfte in fraglichen Gliedern) und denken uns zwei Vertikalschnitte unmittelbar links, beziehungsweise rechts von den Endpunkten m und m — 1 der betrachteten Strebe gelegt, so erhalten wir:

für den Schnitt unmittelbar links vom Knotenpunkt m

$$U_{m+1} \cos \gamma = \frac{\mathfrak{M}'_m}{\mathfrak{H}_m} \quad \ldots\ldots\ldots \quad 180)$$

Anmerk. Wo die Winkel denselben Index haben, wie die zugehörigen, nebenstehenden Kräfte, bleibt der Index bei ersteren in der Regel weg.

für den Schnitt unmittelbar rechts vom Knotenpunkt m — 1

$$O_m \cos \beta = \frac{\mathfrak{M}'_{m-1}}{\mathfrak{H}_{m-1}} \quad \ldots\ldots\ldots \quad 181)$$

Da die Gurtungs- und Strebenkräfte zwischen zweien Knotenpunkten constant sind, so giebt jeder der beiden vorgenannten Vertikalschnitte die Relation:

$$N_m \cos\varphi + U_{m+1} \cos\beta - O_m \cos\gamma = o,$$

woraus nach Wertheinsetzung aus den Gleichungen 180) und 181)

$$N_m \cos\varphi = \frac{\mathfrak{M}'_m}{\mathfrak{H}_m} - \frac{\mathfrak{M}'_{m-1}}{\mathfrak{H}_{m-1}} \quad . \; . \; . \quad 182)$$

Die Gleichungen 180)—182) genügen zur Bestimmung sämmtlicher Kräfte im einfachen symmetrischen Fachwerkträger; als weitere und oft einfachere Gleichung zu Bestimmung der Strebenkräfte dient, dass die algebraische Summe der vertikalen Composanten sämmtlicher durch denselben Vertikalschnitt getroffenen Kräfte gleich der Vertikalkraft $\mathfrak{V}$ sein muss:

$$\mathfrak{V}'_m = U_{m+1} \sin\gamma + O_m \sin\beta \pm N_m \sin\varphi$$

woraus durch Wertheinsetzung aus den Gleichungen 180) und 181)

$$\pm N \sin\varphi = \mathfrak{V}'_m + \frac{\mathfrak{M}'_m}{\mathfrak{H}_m} \operatorname{tg}\gamma_{m+1} + \frac{\mathfrak{M}'_{m-1}}{\mathfrak{H}_{m-1}} \operatorname{tg}\beta_m \quad . \; . \; . \; . \quad 183)$$

In vielen Fällen, insbesondere wenn die Fachweite im Verhältniss zur Spannweite geringer ist, kann man die Gleichung 183) durch Einführung eines mittleren Werthes $\frac{\mathfrak{M}}{\mathfrak{H}}$ in folgende einfachere Form bringen:

$$\pm N_m \sin\varphi = \mathfrak{V}'_m - \frac{\mathfrak{M}'_{m-1/2}}{\mathfrak{H}_{m-1/2}} (\operatorname{tg}\beta + \operatorname{tg}\gamma) \quad . \; . \; . \; . \quad 184)$$

wo $\mathfrak{M}'_{m-1/2}$ und $\mathfrak{H}'_{m-1/2}$ auf N°. **128.** in der Mitte des Faches (m — 1) m genommen sind.

132. Ob eine Strebe gedrückt oder gezogen ist, kann aus den Gleichungen 182) und 183) stets mit Hilfe der Betrachtungen am Schlusse der N°. **124.** bestimmt werden; wir kommen jedoch schneller zum Ziel durch die nachfolgenden besondern Regeln.

Indem wir zunächst einen frei aufliegenden Träger betrachten, so überzeugt man sich leicht, dass die obere Gurtung stets gedrückt, die untere Gurtung stets gezogen ist, wie sich auch schon aus der allgemeinen Gestalt eines solchen Trägers in Folge der durch Belastung hervorgerufenen Biegung ergiebt.

Zur Untersuchung der Strebenkräfte denken wir uns für sämmtliche Knotenpunkte die Werthe $\frac{\mathfrak{M}}{\mathfrak{H}}$ gebildet und zwar soll im Punkte m die Grösse $\frac{\mathfrak{M}}{\mathfrak{H}}$ ein Maximum erreichen und von da ab nach rechts und nach links abnehmen (vergl. Fig. 137).

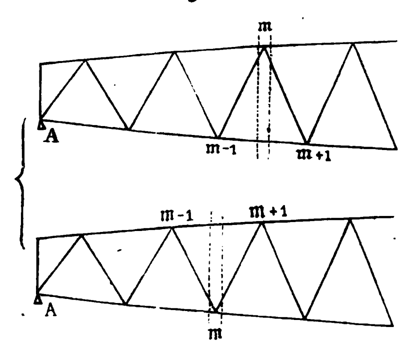
Ein Schnitt links vom Punkte m = max $\frac{\mathfrak{M}}{\mathfrak{H}}$ zeigt bei Betrachtung des linkseitigen Trägerfragments:

wenn Punkt m in der obern Gurtung ist, dass weil nach der Voraussetzung $U_{m+1} \cos \gamma > O_m \cos \beta$, die Strebe N_m nothwendig in demselben Sinne, wie das Gurtungsstück O_m wirken, somit gedrückt sein muss;

wenn Punkt m in der untern Gurtung ist, $O_{m+1} > O_m$ und nunmehr N_m nothwendig in demselben Sinne, wie die untere Gurtung wirken, also auf Zug in Anspruch genommen sein muss.

Durch dieselbe Betrachtung findet man unter Annahme eines Schnitts rechts von m, bei Betrachtung des rechtseitigen Trägerfragments, dass die Strebe N_{m+1} gedrückt oder gezogen sein muss,

Fig. 137.



wenn der Punkt $m = \max \frac{\mathfrak{M}}{\mathfrak{H}}$ in der obern, beziehungsweise in der untern Gurtung sich befindet.

Da nach diesen Betrachtungen die Streben links und rechts vom Punkte $m = \max \frac{\mathfrak{M}}{\mathfrak{H}}$, obgleich verschieden gerichtet, doch in gleichem Sinne in Anspruch genommen sind, so schliessen wir hieraus, dass am Punkte $\max \frac{\mathfrak{M}}{\mathfrak{H}}$ Wechsel von Druck und Zug in gleichgerichteten Streben stattfindet.

Durch eine ganz gleiche Betrachtung ergiebt sich aber, dass auch am Punkte $\min \frac{\mathfrak{M}}{\mathfrak{H}}$ Wechsel von Druck und Zug in gleichnamigen Streben stattfindet, und indem wir nunmehr den ganzen Träger in einzelne Fragmente theilen, welche theils durch die Endauflager, theils durch die Punkte $\max \frac{\mathfrak{M}}{\mathfrak{H}}$ und $\min \frac{\mathfrak{M}}{\mathfrak{H}}$ begränzt sind, können wir die nachfolgenden allgemeinen Regeln zunächst für freiaufliegende Träger aufstellen:

1) an den Punkten $\max \frac{\mathfrak{M}}{\mathfrak{H}}$ und $\min \frac{\mathfrak{M}}{\mathfrak{H}}$ ändern gleichge-

richtete Streben ihr Vorzeichen, d. h. es tritt daselbst Wechsel von Druck und Zug in gleichgerichteten Streben ein;

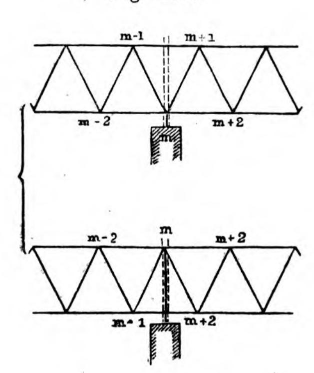
2) jede Strebe ist gezogen, deren Fussende dem Punkte max $\frac{\mathfrak{M}}{\mathfrak{H}}$ näher liegt, als das Kopfende; jede Strebe ist gedrückt, deren Kopfende dem Punkte max $\frac{\mathfrak{M}}{\mathfrak{H}}$ näher liegt als das Fussende;

3) jede Strebe ist gedrückt (beziehungsweise gezogen) deren Kopfende dem Punkte min $\frac{\mathfrak{M}}{\mathfrak{H}}$ entfernter (beziehungsweise näher) liegt als das Fussende.

Anmerk. Die Sätze 2) und 3) geben selbstverständlich für die zwischen max $\frac{\mathfrak{M}}{\mathfrak{H}}$ und min $\frac{\mathfrak{M}}{\mathfrak{H}}$ befindlichen Streben dasselbe Resultat.

Diese Regeln, welche zunächst nur für frei aufliegende Träger gegeben sind, lassen sich sofort auf continuirliche Träger übertragen, sofern man die negativen Werthe von $\mathfrak{M}$ als um so kleiner betrachtet, je mehr der Werth $\frac{\mathfrak{M}}{\mathfrak{H}}$ unter die Null herabsteigt; denn alsdann entsteht an den Zwischenstützpunkten, wo $\mathfrak{M}$ einen grössten negativen Werth erreicht, ein Werth min $\mathfrak{M}$, der in der Regel zugleich auch min $\frac{\mathfrak{M}}{\mathfrak{H}}$ darstellt (weil die Zunahme von $\mathfrak{H}$ wohl immer kleiner ist als die Zunahme von $\mathfrak{M}$), während wir schon oben darauf hingedeutet haben, dass daselbst die untere Gurtung gedrückt, die obere Gurtung gezogen ist; zwei Schnitte links und rechts von min $\frac{\mathfrak{M}}{\mathfrak{H}}$ (zunächst oder am Zwischenstützpunkt gelegen) ergeben, dass beide getroffenen Streben gedrückt sind, wenn das negative O_m absolut grösser als U_{m-1} und U_{m+1} ist, dagegen gezogen sein müssen, wenn $U_m > O_m$ und $> O_{m+1}$ ist (s. Fig. 138).

Fig. 138.



Der obige Satz 3) passt also auch bei continuirlichen Trägern und muss nun auch Satz 2) für die Punkte max $\frac{\mathfrak{M}}{\mathfrak{H}}$ richtig bleiben; alle drei oben angeführten Sätze gelten also unverändert auch für continuirliche Träger, sobald man die numerisch grössten negativen Werthe als Minima ansieht.

134. Das einfache unsymmetrische System, dessen Streben theilweise vertikal sind, hat stets für zwei in derselben Vertikalen befindliche Knotenpunkte dasselbe 𝔐; ebenso finden die Aenderungen der Kurven 𝔙 stets an den durch je zwei Knotenpunkte gehenden Vertikalen statt und bleiben dieselben, ob die oberen oder unteren Knotenpunkte belastet sind. Es ist daher beim einfachen, un- symmetrischen System zweckmässig, die zwei denselben Vertikalen angehörigen Knotenpunkte je mit denselben Buchstaben m, m + 1 .... zu bezeichnen, indem diess nicht nur für die Formeln wesentlich vereinfachend ist, sondern auch der durch die Aenderungen von 𝔐 und 𝔙 gegebenen Facheinheit entspricht.

Entsprechend den beim einfachen, symmetrischen Fachwerk gebrauchten Bezeichnungen sind:

$\mathfrak{M}'_m$, $\mathfrak{M}'_{m+1}$ .... die Angriffsmomente in den Knotenpunkten m, m + 1 .... (beziehungsweise an den betreffenden Vertikalen) und zwar bezogen auf einen Hauptträger;

$\mathfrak{V}'_m$, $\mathfrak{V}'_{m+1}$ .... die Vertikalkräfte in den Feldern unmittelbar links von den Vertikalen m, m + 1 .... gleichfalls bezogen auf einen Hauptträger;

O_m, O_{m+1} .... die Kräfte in der obern Gurtung unmittelbar links von den Knotenpunkten m, m + 1 ....;

β_m, β_{m+1} .... die zugehörigen Winkel gegen den Horizont;

U_m, U_{m+1} .... die Kräfte in der untern Gurtung unmittelbar links von den Vertikalen m, m + 1 ....;

γ_m, γ_{m+1} .... die zugehörigen Winkel gegen den Horizont;

N_m, N_{m+1} .... die Kräfte in die schiefen Streben unmittelbar links von den Vertikalen m, m + 1 ....;

φ_m, φ_{m+1} .... die zugehörigen Winkel gegen den Horizont;

V_m, V_{m+1} .... die Kräfte in den Vertikalen m, m + 1 ....;

$\mathfrak{H}_m$, $\mathfrak{H}_{m+1}$ .... die Vertikaldistanz der Gurtungsschwerpunkte an den Knotenpunkten m, m + 1 ....

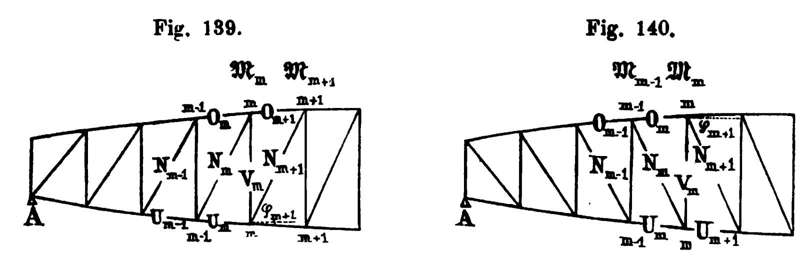
Da wo in demselben Träger schiefe Streben verschiedener Richtung vorkommen, bezeichnen:

T_m, T_{m+1} .... die Kräfte in den schiefen Streben in der den N entgegengesetzten Richtung;

ψ_m, ψ_{m+1} .... die zugehörigen Winkel gegen den Horizont.

Betrachten wir nun in den Fig. 139 und 140 zwei Schnitte unmittelbar links und unmittelbar rechts von den Knotenpunk-

ten m und denken wir uns Drehung um denjenigen Knotenpunkt m, in welchem je eine von demselben Vertikalschnitt getroffene Strebe ihren Endpunkt findet, so folgt.



nach Fig. 139:

$$O_{m+1} \cos \beta = U_m \cos \gamma = \frac{\mathfrak{M}_m}{\mathfrak{H}_m} \quad . \quad . \quad . \quad . \quad 185)$$

nach Fig. 140:

$$O_m \cos \beta = U_{m+1} \cos \gamma = \frac{\mathfrak{M}_m}{\mathfrak{H}_m} \quad . \quad . \quad . \quad . \quad 186)$$

Wir bemerken bei Einsicht der Figuren 139 und 140, dass diejenigen zwei Gurtungskräfte, welche in derselben Gleichung erscheinen (indem deren horizontale Composanten gleichwerthig sind) durch gerade Linien parallel der Strebenrichtung getroffen werden, was zum bessern Verständniss der Gleichungen 185) und 186) dienen kann.

Wenn man nach Massgabe der Gleichungen 186) und 187) auch die Werthe $\frac{\mathfrak{M}_{m-1}}{\mathfrak{H}_{m-1}}$ und hienach die Grössen O_{m-1} und U_{m-1} bestimmt — wenn man sodann für irgend einen Vertikalschnitt durch die Strebe N_m die Summe der horizontalen Composanten anschreibt:

nämlich nach Fig. 139:

$$N_m \cos \varphi = U_m \cos \gamma - O_m \cos \beta \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad I.$$

und nach Fig. 140:

$$N_m \cos \varphi = O_m \cos \beta - U_m \cos \gamma \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad II.$$

so folgt aus den Gleichungen I. und II. nach Wertheinsetzung aus den Gleichungen 186), beziehungsweise 187) je derselbe Werth:

$$N_m \cos \varphi = \frac{\mathfrak{M}'_m}{\mathfrak{H}_m} - \frac{\mathfrak{M}'_{m-1}}{\mathfrak{H}_{m-1}} \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad 188)$$

Die Gleichung 188) kann ganz allgemein zur Bestimmung der Strebenkraft unsymmetrischer einfacher Systeme gelten; die Bedeutung des Vorzeichens wird in folgender Weise entschieden:

Die Strebe N_m ist gedrückt, wenn die horizontale Composante $\frac{\mathfrak{M}}{\mathfrak{H}}$ der gezogenen Gurtung grösser ist, als die gedrückte Gurtung, gezogen, wenn umgekehrt die horizontale Composante der gedrückten Gurtung grösser ist. — Da zu verschiedenen Seiten des Punkts max $\frac{\mathfrak{M}}{\mathfrak{H}}$ die Differenz der Gurtungscomposanten verschiedenes Vorzeichen hat, so müssen am genannten Punkte gleichgerichtete Streben ihr Vorzeichen ändern und findet dieser Wechsel von Druck und Zug aus demselben Grunde auch am Punkte min $\frac{\mathfrak{M}}{\mathfrak{H}}$ statt und ist — wenn man wieder zunächst einen frei aufliegenden Träger ins Auge fasst, jede Strebe gezogen, deren Fussende dem Punkte max $\frac{\mathfrak{M}}{\mathfrak{H}}$ näher oder vom Punkte min $\frac{\mathfrak{M}}{\mathfrak{H}}$ entfernter als das Kopfende ist; jede Strebe ist gedrückt, deren Fussende dem Punkte min $\frac{\mathfrak{M}}{\mathfrak{H}}$ näher oder vom Punkte max $\frac{\mathfrak{M}}{\mathfrak{H}}$ entfernter ist, als das Kopfende — und finden wir in weiterer Verfolgung dieser Betrachtung, dass die in N$^{0.}$ **134.** für symmetrische Systeme aufgestellten drei Sätze auch für unsymmetrische Systeme sowohl beim frei aufliegenden, als auch beim continuirlichen Träger gleichfalls vollständige Geltung haben.

Die Gleichungen 186)—188) genügen zwar zur Bestimmung der Kräfte in den Gurtungen und schiefen Streben, doch wird die Strebenkraft häufig rascher durch Bestimmung ihrer vertikalen Composanten gefunden. — Ein Schnitt links von den Knotenpunkten m ergiebt:

$$\mathfrak{V}'_m = O_m \sin \beta - U_m \sin \gamma + N_m \sin \varphi,$$

woraus nach Fig. 139:

$$N_m \sin \varphi = -\mathfrak{V}'_m - \frac{\mathfrak{M}'_m}{\mathfrak{H}_m} \operatorname{tg} \gamma - \frac{\mathfrak{M}'_{m-1}}{\mathfrak{H}_{m-1}} \operatorname{tg} \beta_m \quad . \quad . \quad . \quad 189)$$

und nach Fig. 140:

$$N_m \sin \varphi = \mathfrak{V}'_m + \frac{\mathfrak{M}'_m}{\mathfrak{H}_m} \operatorname{tg} \beta_m + \frac{\mathfrak{M}'_{m-1}}{\mathfrak{H}_{m-1}} \operatorname{tg} \gamma_m \quad . \quad . \quad . \quad 190)$$

positive N Zug bedeuten und $\mathfrak{V}'$ zunächst A negativ ist.

In vielen Fällen, insbesondere bei grösserer Anzahl von Fachwerksfeldern genügt es, einen mittlern Werth $\frac{\mathfrak{M}}{\mathfrak{H}}$ einzuführen und erhält man alsdann als Näherungsformel:

$$N_m \sin \varphi = -\mathfrak{V}'_m - \frac{\mathfrak{M}'_{m-1/2}}{\mathfrak{H}_{m-1/2}} (\operatorname{tg} \beta + \operatorname{tg} \gamma) \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad 191)$$

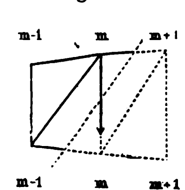
wo $\mathfrak{M}'_{m-1/2}$ und $\mathfrak{H}_{m-1/2}$ in der Mitte zwischen m und m — 1 genommen sind.

135. Bei Bestimmung der Kräfte in den vertikalen Streben kommt wesentlich in Betracht, wie die daselbt eintretende Belastung sich auf die obern oder die untern Knotenpunkte vertheilt; denn an jedem Knotenpunkte muss Gleichgewicht zwischen den daselbst angreifenden Kräften herrschen und da die Kräfte in den Gurtungen und schiefen Streben nach N^0. **134** bereits bekannt sind, so bedingt jede Aenderung im gegenseitigen Belastungsverhältniss der obern und untern Knotenpunkte eine Aenderung im Werthe der Kräfte V in den vertikalen Streben oder Ständern.

Zur Bestimmung der Kraft V_m denken wir uns die Vertikale m m durch einen schiefen Schnitt ungefähr parallel der Richtung der schiefen Streben geschnitten (vergl. Fig. 141 und Fig. 142) und nennen ferner:

Fig. 141.

Fig. 142.



P'_o die im obern Knotenpunkt,

P'_u die im untern Knotenpunkt eintretende Belastung.

Nach Fig. 141 ist die Summe der vertikalen Composanten der links vom fraglichen Schnitt wirkenden äussern Kräfte ausgedrückt durch den Werth $\mathfrak{V}'_m + P'_o$, indem der Coordinatenursprung in A und die Richtung der Schwere als die positive angenommen ist (so dass $\mathfrak{V}$ zunächst A negativ ist) und folgt hieraus nach截Wertheinsetzung aus Gleichung 185) sofort:

$$\mathfrak{V}'_m + P'_o = - \frac{\mathfrak{M}'_m}{\mathfrak{H}_m} (\operatorname{tg} \beta_{m+1} + \operatorname{tg} \gamma_m) + V_m$$

$$V_m = \frac{\mathfrak{M}_m}{\mathfrak{H}_m} (\operatorname{tg} \beta_{m+1} + \operatorname{tg} \gamma_m) + \mathfrak{V}'_m + P'_o \quad . \quad . \quad . \quad . \quad 192)$$

Ebenso folgt aus Fig. 142 nach Wertheinsetzung aus Gleichung 186):

$$V_m = - \frac{\mathfrak{M}'_m}{\mathfrak{H}_m} (\operatorname{tg} \beta_m + \operatorname{tg} \gamma_{m+1}) - \mathfrak{V}'_m - P'_u \quad . \quad . \quad 193)$$

Zu bemerken ist hiebei noch, dass

$\mathfrak{V}'_m + P'_o = \mathfrak{V}'_{m+1} - P'_u$ und

$\mathfrak{V}'_m + P'_u = \mathfrak{V}'_{m+1} - P'_o$ gesetzt werden darf.

An denjenigen Vertikalen, wo $\frac{\mathfrak{M}}{\mathfrak{H}}$ seinen grössten oder kleinsten Werth erreicht, findet keiner der beiden in den Fig. 141 und 142

gezeichneten Fälle statt, vielmehr wechselt hier die Richtung der gezogenen, beziehungsweise der gedrückten Streben (zu vergleichen die vorhergehende Nummer und die Regeln der Nummer **132**).

Fig. 142a.

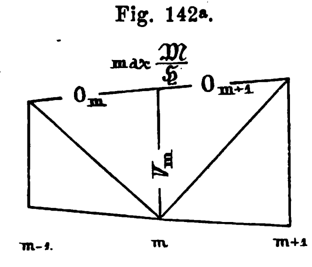
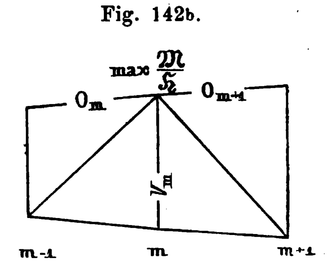


Fig. 142b.



Sind die Diagonalen sämmtlich gezogen, so ist ihr Fusspunkt gegen max $\frac{\mathfrak{M}}{\mathfrak{H}}$ gerichtet, es treten also in letzterer Vertikalen die Diagonalen beiderseits im untern Knotenpunkt ein, während der obere Knotenpunkt gar keine Strebenkräfte aufnimmt; es ist desshalb sehr leicht, an letzterem Punkte das Gleichgewicht der Kräfte anzuschreiben und erhalten wir hieraus:

$$V_m = P'_o \pm \frac{\mathfrak{M}'_m}{\mathfrak{H}_m} (\operatorname{tg} \beta_m - \operatorname{tg} \beta_{m+1}) \quad . \quad . \quad 194)$$

Das Vorzeichen auf der rechten Seite dieser Gleichung richtet sich nach der Neigung der Gurtungswinkel, welche rechts von der Brückenmitte anderes Vorzeichen haben, als links.

Sind die Diagonalen sämmtlich gedrückt, so sind ihre oberen Endpunkte gegen max $\frac{\mathfrak{M}}{\mathfrak{H}}$ gerichtet und ist also in letzterer Vertikalen der untere Knotenpunkt frei von schiefen Strebenkräften; es ist daher, wenn man sich Gleichgewicht um letztern Punkt denkt:

$$V_m = P'_u \pm \frac{\mathfrak{M}'_m}{\mathfrak{H}_m} (\operatorname{tg} \gamma_m - \operatorname{tg} \gamma_{m+1}) \quad . \quad . \quad 194^a)$$

In den Gleichungen 192)—194a) bedeuten positive V Druck, negative V Zug, vorausgesetzt dass sämmtliche Vorzeichen richtig angewendet und die Richtung der Schwere stets als die positive angenommen ist. — Insbesondere sind aber die Vorzeichen der trigonometrischen Grössen zu beachten und ändern dieselben bei frei aufliegenden Trägern in der Regel jenseits der Brückenmitte ihr Vorzeichen (insofern die Träger meist symmetrisch gegen die Brückenmitte construirt sind).

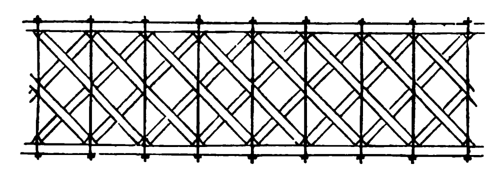
136. Wir haben beim unsymmetrischen Sytem (ebenso wie beim symmetrischen) die allgemeine Regel gefunden, dass eine schiefe

Strebe dann gezogen ist, wenn ihr Fussende der Vertikalen $\max \frac{\mathfrak{M}}{\mathfrak{H}}$ näher ist, als ihr Kopfende.

Da nun in Folge von Aenderungen in der Belastung $\max \frac{\mathfrak{M}}{\mathfrak{H}}$ seine Lage ändert, so folgt nothwendig, dass ein Theil der Streben bald gezogen, bald gedrückt sein muss. Man wendet aber beim unsymmetrischen System häufig Streben an, welche blos Druck oder blos Zug aushalten können, woraus mit Nothwendigkeit folgt, dass in denjenigen Feldern (Fachen), wo die Strebenkraft ihr Vorzeichen ändert, Streben von entgegengesetzter Richtung angebracht sein müssen, von denen stets nur diejenige zur Wirkung kommt, deren Kopf- oder Fussende dem Punkte $\max \frac{\mathfrak{M}}{\mathfrak{H}}$ näher ist — je nachdem diese Streben blos Druck oder blos Zug aushalten können.

Eine blos auf Zug construirte Strebe kommt in der Regel dadurch ausser Wirkung, dass sie sich in Folge des beginnenden Drucks ausbiegt, wiewohl auch eine solche Verbindung gedacht werden kann, welche beim Aufhören des Zugs gleichfalls aufgehoben wird; bei gedrückten Streben, welche ohne Bolzenverbindung stumpf aufgesetzt sind, hört die Verbindung und ebendamit die Strebenkraft auf, sobald die Strebe einem Zug unterworfen werden soll, z. B. bei dem Howe'schen System, welches in Fig. 143 skizzirt ist.

Fig. 143.



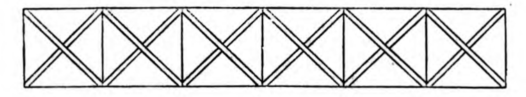
Diejenigen Streben, welche hauptsächlich in Folge der einseitigen Belastung zur Wirkung kommen, nennt man Gegenstreben; bei solchen gekrümmten Trägern, deren Diagonalstreben bei gleichförmiger Belastung ganz oder nahezu ausser Wirkung sind, werden daher alle Streben zugleich als Gegenstreben wirken, während bei allen andern Systemen als Hauptstreben diejenigen Streben betrachtet werden, welche bei gleichförmiger Belastung des Trägers in Wirksamkeit sind.

137. Bei vorstehender Betrachtung ist zunächst Umgang genommen von derjenigen Spannung oder Pressung, welche im Fachwerk vor Beginn der Belastung bereits vorhanden war.

Wenn nämlich die Gegenstreben bei Aenderungen der Belastung sofort anstatt der Hauptstreben zur Wirkung kommen

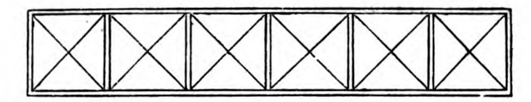
sollen, so ist nicht wohl zu umgehen, dass eine ursprüngliche in allen Streben wirkende Spannung (Pressung) schon vor der Belastung vorhanden ist, sind z. B. — jede Belastung hinweggedacht — alle Diagonalen nach bestehender Figur 144 gleichförmig gedrückt

Fig. 144.



(indem die gedrückten Glieder durch Doppellinien dargestellt sind), so müssen nothwendig alle Vertikalen und ebenso beide Gurtungen gleichförmig gezogen sein; anderseits wenn alle Diagonalen gleichförmig gezogen sind (s. Fig. 144ª), so müssen alle Vertikalen gleichförmig gedrückt sein.

Fig. 144ª.

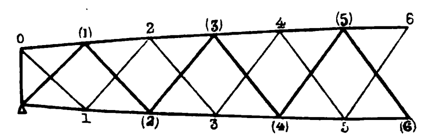


Wird nun ein solcher Träger zunächst wenig belastet, so bleiben die Haupt- und Gegenstreben sämmtlich gedrückt, beziehungsweise gezogen; bei zunehmender Belastung können Haupt- und Gegenstreben allmählig ausser Wirkung kommen, und zwar wird vollständige Entlastung einer Strebe insbesondere dann stattfinden, wenn die entgegengesetzt gerichtete Strebe desselben Faches ihre grösste Anstrengung erleidet und schliessen wir hieraus, dass — so lange die ursprüngliche Spannung der Pressung keine übermässige war, die Dimensionen der Hauptstreben berechnet werden dürfen, wie wenn im fraglichen Fache bei der betrachteten ungünstigsten Belastung gar keine Gegenstreben vorhanden gewesen wären.

Bezüglich der Querschnittdimensionen der Gegenstreben unterscheiden wir zunächst gerade und gekrümmte Träger. — Bei letztern können Hauptstreben und Gegenstreben so zu sagen in einander übergehen (wie diess in N°. **136**. erläutert ist) und werden meist sämmtliche Diagonalen nach der grössten Anstrengung, die sie in Folge der Belastung erleiden können, berechnet werden müssen. — Bei geradlinig begränzten Trägern sind die Gegenstreben häufig auf einem erheblichen Theil der Länge bei jeder Art Belastung ausser Wirkung (wie diess z. B. bei der Howe'schen Holzconstruction der Fall ist); die Dimensionen der Gegenstreben richten sich dann nach der ursprünglichen Pressung, die man im System anzubringen für zweckmässig erachtet hatte oder die auch unbeabsichteter Weise eintreten kann.

138. Ein doppeltes Fachwerk entsteht, wenn jede Hauptstrebe der einen Richtung sich mit einer Hauptstrebe der andern Richtung kreuzt. Die Figur 145 stellt ein doppeltes

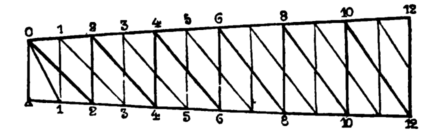
Fig. 145.



symmetrisches Fachwerk dar, wo die Streben des einen Systems durch stärkere Linien bezeichnet sind; dem einen System gehören die Knotenpunkte 1, 2, 3, 4, 5 ...., dem andern die Knotenpunkte (1), (2), (3), (4) ....

In ähnlicher Weise stellt Fig. 146 ein doppeltes unsymmetrisches Fachwerk dar, wo die Knotenpunkte des einen Systems mit den ungeraden Ziffern 1, 3, 5 .... die des andern Systems mit den geraden Ziffern 2, 4, 6 .... bezeichnet sind.

Fig. 146.



Die Berechnung kann nun ganz wie beim einfachen Fachwerk geschehen, indem man die sämmtlichen Lasten auf die Knotenpunkte vertheilt und hieraus für jedes der beiden Systeme besondere $\mathfrak{B}$ und $\mathfrak{M}$ bildet. Sind z. B. die obern Knotenpunkte belastet, so haben wir im obigen symmetrischen Fachwerk für das eine System die Knotenpunkte (1), (3), (5) ...., für das andere System die Punkte 2, 4, 6 .... als Lastpunkte zu betrachten und hienach die Figuren 129—131 zu construiren, beziehungsweise die Formeln 170)—172) oder 176—179) anzusetzen.

Es sind nach dem Vorstehenden im Allgemeinen die demselben Abstand x entsprechenden $\mathfrak{M}_x$ für die beiderlei Systeme verschieden, nur wenn die obern und untern Knotenpunkte gleich belastet sind, hat beim doppelten symmetrischen Fachwerk (Fig. 145) $\mathfrak{M}_x$ für beide Systeme denselben Werth und haben in Folge dessen die Strebenkräfte desselben Faches gleiche horizontale Composanten.

Die Zerlegung eines doppelten Fachwerks in zwei getrennte Systeme ist in der angegebenen Weise bei Berechnung von grösseren Fachwerkbrücken schon mehrfach in Anwendung gekommen, so z. B. bei der bekannten, nach Schwedler'schem System erbauten

Weserbrücke bei Höxter und bei der ganz ähnlich construirten Elbbrücke bei Tangermünde.

Dieselbe Berechnungsweise kann nun auch bei mehrfachen Systemen angewendet werden; wir geben jedoch im Folgenden ein etwas vereinfachtes Verfahren an, welches letztere in gleicher Weise auch für doppelte Systeme angewendet werden kann.

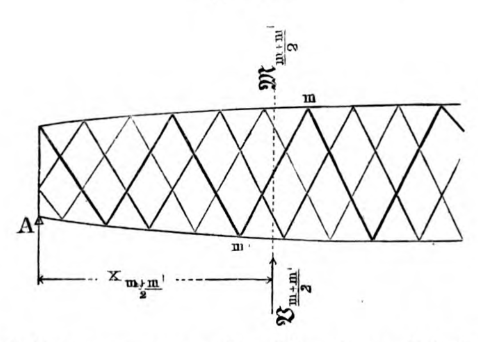
139. Wenn man im mehrfachen Systeme für jedes der einzelnen Systeme besondere $\mathfrak{M}$ und $\mathfrak{B}$ nach den in N⁰. **138** angegebenen Grundsätzen bildet, so wird man finden, dass für denselben Abstand x die Werthe $\mathfrak{M}$ und $\mathfrak{B}$ der einzelnen Systeme verhältnissmässig wenig von einander abweichen und zwar um so weniger, je höher die Nummernzahl des Systems ist. Wir dürfen daher beim n fachen System für jedes der n Systeme

$$(\mathfrak{M}_x) = \frac{1}{n}\,\mathfrak{M}_x$$

$$(\mathfrak{B}_x) = \frac{1}{n}\,\mathfrak{B}_x$$

annehmen, wo $\mathfrak{M}_x$ und $\mathfrak{B}_x$ die Angriffsmomente des ganzen Systems, die eingeklammerten Grössen diejenigen eines einzelnen Systems bezeichnen.

Fig. 146a.



Hieraus findet man nun sofort für eine schiefe Strebe N_m, deren Endpunkte mit den Buchstaben m und m' bezeichnet sind (s. Fig. 146[a]), nach den Gleichungen 182) und 188) (somit sowohl für symmetrische als unsymmetrische Systeme):

$$N_m \cos\varphi = \frac{1}{n}\left(\frac{\mathfrak{M}'_m}{\mathfrak{H}_m} - \frac{\mathfrak{M}'_{m'}}{\mathfrak{H}'_m}\right) \quad . \ . \ . \ 195)$$

und ebenso aus den Gleichungen 184) und 191):

$$N_m \sin\varphi = \frac{1}{n}\left\{\mathfrak{B}'_{1/2(m+m')} - \frac{\mathfrak{M}'_{1/2(m+m')}}{\mathfrak{H}_{1/2(m+m')}}(\operatorname{tg}\beta + \operatorname{tg}\gamma)\right\} \quad . \ . \ . \ 196)$$

wobei der Index $_{1/2(m+m')}$ sich auf die Mitte der betrachteten

Strebe bezieht, für welchen Punkt die Vertikalkraft des ganzen Systems mit $\mathfrak{V}_{1/2(m+m')}$ bezeichnet ist.

Bei unsymmetrischen mehrfachen Systemen sind die Formeln für die vertikalen Streben (Ständer, Pfosten) besonders zu entwickeln und hat man nach Analogie die Gleichungen 192) und 193) nach Fig. 139:

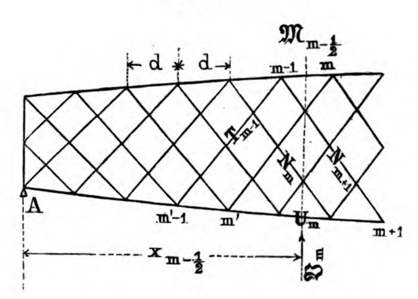
$$V_m = \frac{1}{n} \frac{\mathfrak{M}'_m}{\mathfrak{H}_m} (\operatorname{tg} \beta_{m+1} + \operatorname{tg} \gamma_m) + \frac{1}{n} \mathfrak{V}'_{1/2(m+m')} + P'_o \quad . \quad . \quad 197)$$

wo $\mathfrak{V}_m$ die Vertikalkraft unmittelbar links vom Punkt m bezeichnet und nach Fig. 140:

$$V_m = -\frac{1}{n} \frac{\mathfrak{M}'_m}{\mathfrak{H}_m} (\operatorname{tg} \beta_m + \operatorname{tg} \gamma_{m+1}) - \frac{1}{n} \mathfrak{V}'_{1/2(m+m')} - P'_u \quad 197^a)$$

140. Nachdem die Strebenkräfte bekannt sind, werden die Gurtungskräfte für die verschiedenen Constructionssysteme in nachfolgender Weise bestimmt:

Fig. 147.



A) für das mehrfach symmetrische Fachwerk mit gerader Nummerzahl.

Man bringt einen Vertikalschnitt an durch die über einander befindlichen Kreuzungspunkte je zweier Streben und unmittelbar links vom Punkt m, so dass die Abscisse des fraglichen Schnittpunkts mit $x_{m-1/2}$ bezeichnet ist; wir sehen nun ab von der verhältnissmässig kleinen Differenz der von demselben Schnitt getroffenen Strebenkräfte und erhalten durch besagte Vernachlässigung der Differenz der horizontalen Composanten der Strebenkräfte:

$$O_m \cos \beta = U_m \cos \gamma = \frac{\mathfrak{M}'_{m-1/2}}{\mathfrak{H}'_{m-1/2}} \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad 198)$$

wobei O_m und U_m wie seither die Gurtungskräfte unmittelbar links vom Knotenpunkt m bezeichnen.

B) für das mehrfach symmetrische Fachwerk mit ungerader Nummerzahl (vergl. Fig. 148).

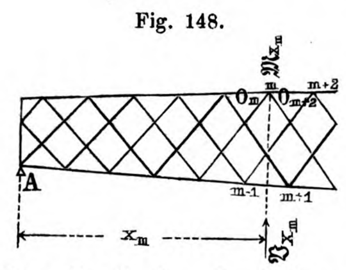


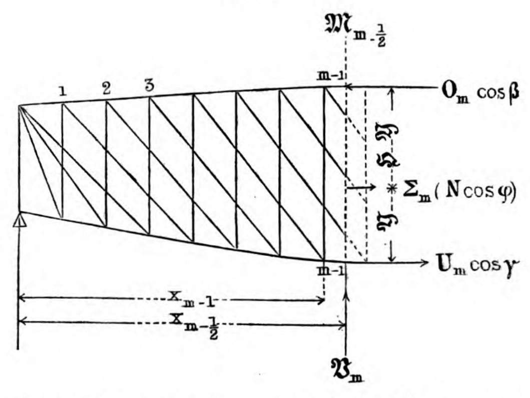
Fig. 148.

Man bringt einen Vertikalschnitt durch einen obern oder untern Knotenpunkt an, welcher Schnitt zugleich den Knotenpunkt zweier anderen Streben (ganz oder nahezu) schneidet; indem man auch hier wieder von der Differenz der horizontalen Composanten der sich kreuzenden Streben absieht und den Drehungspunkt an dem durch den fraglichen Schnitt getroffenen Knotenpunkt der obern, beziehungsweise untern Gurtung anbringt, so erhält man:

$$O_m \cos\beta \text{ oder } U_m \cos\gamma = \frac{\mathfrak{M}'_m}{\mathfrak{H}_m} \quad . \quad . \quad . \quad . \quad 199)$$

wobei man die Schnitte der Reihe nach und abwechslungsweise an den obern und untern Knotenpunkten anbringt.

Fig. 149.



C) für das mehrfache unsymmetrische Fachwerk:

Man bringt einen Schnitt in der Mitte des Faches (m — 1) m und denkt sich, da nach N⁰· **140**. alle Strebenkräfte bekannt sind, die Resultante der horizontalen Composanten sämmtlicher durch fraglichen Schnitt getroffenen Streben gebildet, welche Summe mit $\Sigma_m (N \cos\varphi)$ bezeichnet werden soll; der Vertikalabstand dieser Resultante vom untern Gurtungsschwerpunkt wird mit $\mathfrak{Y}$ bezeichnet, so dass $\mathfrak{H} - \mathfrak{Y}$ den Abstand vom obern Gurtungsschwerpunkt angiebt.

Hiernach erhält man:

$$O_m \cos\beta = \frac{\mathfrak{M}'_{m-1/2}}{\mathfrak{H}_{m-1/2}} \pm \frac{\mathfrak{Y}}{\mathfrak{H}_{m-1/2}} \Sigma_m (N \cos\varphi) \quad . \quad . \quad . \quad . \quad 200)$$

und:

$$U_m \cos\gamma = \frac{\mathfrak{M}'_{m-1/2}}{\mathfrak{H}_{m-1/2}} \mp \frac{\mathfrak{H}_{m-1/2} - \mathfrak{Y}}{\mathfrak{H}_{m-1/2}} \Sigma_{m_1}(N \cos\varphi) \quad . \quad . \quad 201)$$

Ueber das Vorzeichen des zweiten Gliedes der Gleichungen 200) und 201) kann kein Zweifel sein, da sämmtliche Strebenkräfte als bekannt vorausgesetzt sind.

Mit Ausnahme der Endfelder, wo die Strebenrichtungen wesentlich verschieden sind, ist $\mathfrak{Y}$ nahezu gleich $^1/_2\ \mathfrak{H}$; eine bezügliche Vereinfachung der Formeln 200) und 201) wurde aber unterlassen, weil sonst für die Endfelder besondere Formeln aufgestellt werden müssten.

141. In den Fig. 147 und 148 sind die Streben in den Endfeldern parallel denen der andern Felder gezeichnet, was zur Folge hat, dass einzelne der das Fachwerk bildenden Systeme an den Enden unvollständig sind und dass z. B. bei Fig. 148 die relative Festigkeit der Endständer durch die Differenz der horizontalen Composanten der Strebenkräfte in Anspruch genommen wird; letzteres findet auch bei nebenstehender Fig. 150 statt, falls die Vertikalkräfte zu beiden Seiten des gezeichneten Mittelpfeilers verschiedene Werthe haben; in letzterem Falle ist daher der Endständer, welcher auch den grössten Theil der Auflagerreaction aufzunehmen hat, bei einseitiger Belastung sehr stark in Anspruch genommen.

Fig. 150.

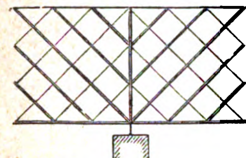


Fig. 151.

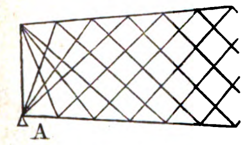
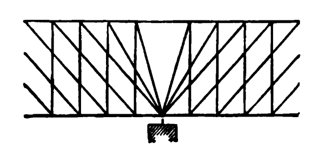


Fig. 152.



Man kann die Endständer wesentlich entlasten und insbesondere deren relative Inanspruchnahme vermeiden, indem man die in Fig. 151 skizzirte Anordnung anwendet, wie solches bei den unsymmetrischen Trägern in Fig. 149 gleichfalls angenommen ist.

Während in Fig. 151 der Endständer die Hälfte des Auflagerdrucks zu übertragen hat, ist in Fig. 152 eine Anordnung gezeichnet, wo im Falle blos die untern Knotenpunkte belastet werden, ein Endständer gar nicht nothwendig ist.

142. Combinirte Fachwerke nennen wir solche, welche wie die unsymmetrischen Fachwerke mit Vertikalen versehen sind, dabei aber doch in jedem Felde Hauptdiagonalen verschiedener Richtung haben; man kann eine solche Construction als ein dop-

peltes, unsymmetrisches Fachwerk ansehen, wo die beiden Systeme verschieden gerichtete Diagonalen zeigen, wie solches in Fig. 153 und 154 dargestellt ist.

Es entsteht hiebei sofort die Ungewissheit, wieviel jedes der beiden Systeme von der Belastung aufzunehmen hat, da sämmtliche Knotenpunkte beiden Systemen gemeinsam sind.

Fig. 153.

Die Aufgabe wird dadurch am vollständigsten gelöst, dass man mit Berücksichtigung sämmtlicher Querschnittdimensionen die Formänderung des ganzen Fachwerks genau verfolgt und hieraus bestimmt, welchen Bruchtheil der Gesammtlast jedes der beiden Systeme aufzunehmen hat, eine Aufgabe, welche meist sehr schwierig sein wird.

Fig. 154.

Zum Voraus lässt sich übrigens abnehmen, dass wenn beide Gurtungen gleiche Form und Belastung haben und wenn die beiderlei Streben gleich stark und insbesondere gegen Druck zweckmässig construirt sind — dass alsdann die in demselben Felde befindlichen Streben auch gleich grosse Kräfte zu übertragen haben, wodurch dann allerdings sich ergiebt, dass die Vertikalen gar keine Kraft zu übertragen hätten, sie wären also in diesem Falle jedenfalls leicht zu halten.

In weiterer Verfolgung dieser Betrachtung ergiebt sich, dass eine übermässige Stärke der Vertikalen auf die gleichmässige Wirkung der beiden Strebensyteme ungünstig wirkt, indem die der Formänderung der ganzen Träger sich widersetzenden Vertikalen einen Theil der Fachwerkkräfte aufnehmen. — In viel höherem Grade kommen aber die Vertikalen zur Wirkung, wenn die beiderlei Streben verschiedene Stärke haben.

Wir haben nämlich schon oben bei den Gegenstreben erwähnt, dass dünne, unausgestreifte Gegenstreben nahezu ausser Wirkung kommen, sobald sie einem Druck widerstehen sollen; die Kraft, welche von den schwachen Gegenstreben nicht aufgenommen werden kann, geht sofort in die gegen Druck construirten Vertikalen über, während die Gegenstrebe nur soviel Druck behält, als sie ohne Biegung aufnehmen kann. — Aehnlich verhält es sich nun, wenn in combinirten Fachwerken die Streben verschiedene Stärke haben. Die Streben müssten bei gleich grossen Kräften verschiedene Ausdehnung, beziehungsweise Zusammenziehung erleiden und da der geometrische Zusammenhang dem entgegenarbeitet, so müssen die Vertikalen in Mitleidenschaft gezogen werden, während die Streben ungleich in Anspruch genommen sind. Es wird nun theilweise auf die Stärke der Vertikalen ankommen, wieviel dieselben von der Strebenkraft aufnehmen; angenommen jedoch, dass die Vertikalen weder zu schwach, noch auch übermässig stark seien, so wird man das Verhältniss, nach welchem die beiderlei Streben wirken, nach der Widerstandsfähigkeit dieser letzteren bemessen können; bezeichnet nämlich:

N_m und T_m die Kräfte in den beiden Streben desselben Feldes links vom Knotenpunkt m,

ω_u den Querschnitt der Strebe N_m,

ω_t den Querschnitt der Strebe T_m.

so darf, falls N_m gezogen ist, für das Verhältniss der Kräfte N und T angenommen werden:

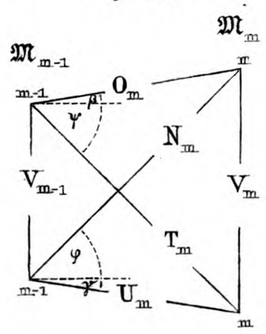
$$\frac{N_m}{\omega_n} = \frac{T_m}{\omega_t}\left(1 + K\frac{\omega L^2}{\Theta}\right) \quad . \quad . \quad . \quad 202)$$

und falls N_m gedrückt ist:

$$\frac{T_m}{\omega_t} = \frac{N_m}{\omega_u}\left(1 + K\frac{\omega L^2}{\Theta}\right) . \quad . \quad . \quad 203)$$

In diesen beiden Gleichungen ist die Bedeutung der eingeklammerten Grösse aus N⁰. **36.** und der dortigen Gleichung 76) zu entnehmen; letztere Gleichung ist in N⁰. **122.** als Gleichung 169) recapitulirt.

Fig. 155.



143. Bei Aufstellung der Formeln für die combinirten Fachwerke wenden wir dieselben Bezeichnungen an, welche in N⁰. **135.** für die unsymmetrischen Fachwerke gewählt wurden, wie durch die Fig. 155 näher erläutert ist.

Indem wir nun einen Schnitt unmittelbar links von der Vertikale m anbringen und Drehung um den untern und sodann um den obern Knotenpunkt m annehmen, erhalten wir:

$$O_m \cos\beta + N_m \cos\varphi = \frac{\mathfrak{M}'_m}{\mathfrak{H}_m} \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad 204)$$

$$U_m \cos\gamma + T_m \cos\psi = \frac{\mathfrak{M}'_m}{\mathfrak{H}_m} \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad 205)$$

und indem sodann ein Schnitt unmittelbar rechts von der Vertikalen (m — 1) angebracht und Drehung um den untern Knotenpunkt (m — 1) angenommen wird:

$$O_m \cos\beta + T_m \cos\varphi = \frac{\mathfrak{M}'_{m-1}}{\mathfrak{H}_{m-1}} \quad . \quad . \quad . \quad . \quad 206)$$

In den Gleichungen 204)—206) sind 4 Unbekannte O, U, T und N und können letztere aus genannten 3 Gleichungen nur dann bestimmt werden, wenn über das gegenseitige Verhältniss dieser Grössen, z. B. zweier derselben, eine weitere Bedingungsgleichung gegeben ist.

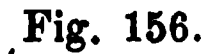
Eine solche 4. Gleichung ist durch die in N⁰· **143.** angeschriebene Gleichung 202), beziehungsweise 203) gegeben, welche Gleichungen wesentlich genauer sind, wenn die Vertikalen weder zu schwach, noch übermässig stark sind — noch besser, wenn sie genau die ihnen zukommende Stärke besitzen.

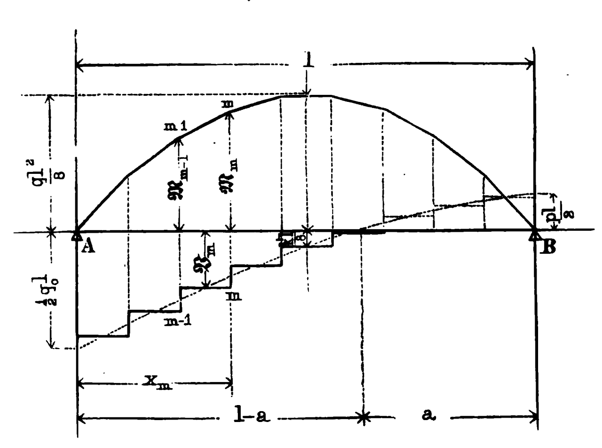
Man findet aber die von den Vertikalen aufzunehmende Kraft, wenn man die Bedingungen des Gleichgewichsts um einen der beiden Knotenpunkte anschreibt, nachdem vorher die Gurtungs- und Strebenkräfte nach den Gleichungen 202)—206) bestimmt worden waren.

§. 16. Fachwerke mit geradlinig horizontalen Gurtungen.

144. Bei geraden horizontalen Gurtungen vereinfachen sich die Formeln, indem die Gurtungswinkel gleich Null werden, wonach insbesondere in den Gleichungen 183), 184), 189) bis 193), sowie 195)—197) die Glieder mit $\mathfrak{M}$ ausfallen, und die Strebenkräfte nur noch von der Vertikalkraft $\mathfrak{V}$ abhängig sind; man wird daher bei horizontalen Gurtungen die vorgenannten Gleichungen vorzugsweise zur Bestimmung der Strebenkräfte anwenden, wonach für letztere die Kurve max $\mathfrak{V}$, beziehungsweise min $\mathfrak{V}$, massgebend sein wird.

Die Gurtungskräfte sind beim einfachen System, sowie beim mehrfachen symmetrischen System nur vom Werthe max $\mathfrak{M}$ abhängig (vergl. die Gl. 180, 181, 185, 186, 198, und 199) und ist daher die umstehende Fig. 156, in welcher die Maximalwerthe $\mathfrak{M}_m$ und $\mathfrak{V}_m$ verzeichnet sind, bei den geradlinigen Trägern für die vorgenannten Systeme ausreichend und besonders geeignet, diejenigen $\mathfrak{M}$ und $\mathfrak{V}$ zu bestimmen, welche zur Entwicklung der grössten Gurtungs- und Strebenkräfte nothwendig sind.





(Eine Modification der Fig. 156 tritt bei ungleicher Belastung der untern und obern Knotenpunkte ein, wofern nicht die ganze Belastung auf den Knotenpunkten der einen Gurtung concentrirt gedacht werden kann; diese Modification ist in N°. **130**. behandelt und in Fig. 135 dargestellt).

Beim mehrfachen unsymmetrischen System ist die grösste Gurtungskraft auch von $\mathfrak{V}$ abhängig, so dass gleichzeitige Werthe von $\mathfrak{M}$ und $\mathfrak{V}$ in Betracht gezogen werden müssen; da jedoch bei den Gurtungskräften stets die über die ganze Spannweite gleichförmig vertheilte Maximallast massgebend ist, so lassen sich hiefür die gleichzeitigen $\mathfrak{V}$ stets sehr einfach bestimmen (zu vergleichen Fig. 129).

In Figur 156 ist die Kurve der max $\mathfrak{M}$ entsprechend der Fig. 129, und werden die einzelnen $\mathfrak{M}$ nach Gleichung 174) erhalten, woselbst $x_1 = \frac{l}{2} - x_m$ zu setzen ist. — Für die Kurve der max $\mathfrak{V}$ sind in Fig. 156 drei Werthe eingetragen ($q_0 = p + k_0$ ist in N°. **129**. erläutert) und für einen vierten Werth $\mathfrak{V} = o$ findet sich die Abscisse $l - a$ nach Gleichung 99). — Diese vier Werthe $\mathfrak{V}$ genügen zur Construction der Kurve max $\mathfrak{V}$.

In N°. **133**. (symmetrisches System) sowohl wie in N°. **134**. (unsymmetrisches System) ist nachgewiesen, dass gleichgerichtete Streben ihr Vorzeichen am Punkte max $\frac{\mathfrak{M}}{\mathfrak{H}}$ ändern; bei horizontalen Gurtungen, somit constanter Höhe $\mathfrak{H}$, findet diese Aenderung im Punkte max $\mathfrak{M}$ oder was dasselbe ist, im Punkte $\mathfrak{V} = o$ statt, welcher Punkt in Folge der Veränderung der Last seine Stellung wechselt; die äusserste, d. h. die von der Trägermitte entfernteste

Lage des Punktes $\mathfrak{V} = o$ ist, wie soeben erwähnt, durch Gleichung 99) bestimmt; bezeichnet nämlich a die Abscisse der äussersten, zunächst dem Auflager A gelegenen Stellung des Punktes max $\mathfrak{M}$ und $\mathfrak{V} = o$, so ist:

$$a = l \left\{ -\frac{p}{k} \pm \sqrt{\frac{p}{k} + \left(\frac{p}{k}\right)^2} \right\} \quad . \quad . \quad 207)$$

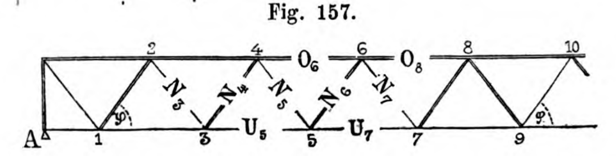
Für Eisenbahnbrücken können die Verhältnisse $\frac{p}{k}$ aus den Tabellen XVII. entnommen werden, indem hiebei die für einseitige Belastung gegebenen Werthe k^1 annähernd gültig sind; genauer werden die Werthe k mit Hülfe der Fig. 134 erhalten. — Für Strassenbrücken findet man die Verhältnisse $\frac{p}{k}$ aus den Angaben der Nummern **66.** und **67.**

Zwischen den Auflagern und den soeben bestimmten Grenzpunkten a ist bei geradlinigen Trägern jede Strebe bloss auf Zug oder bloss auf Druck in Anspruch genommen; zwischen der Mitte und den genannten Punkten a findet in jeder Strebe in Folge Bewegung der Last Wechsel von Druck und Zug statt, sofern nicht Gegenstreben angebracht sind (vergl. N°. **137.**).

Im Vorstehenden sind zunächst frei aufliegende Träger ins Auge gefasst; bei continuirlichen Trägern werden für mehrere besondere Belastungsarten graphische Darstellungen hergestellt, wie solche in Tafel IV. und V. ersichtlich sind und sind in letzteren für jedes $\mathfrak{M}$ stets die gleichzeitigen $\mathfrak{V}$ eingetragen, auch sind die äussersten Lagen der Punkte $\mathfrak{V} = o$ daselbst ersichtlich.

145. Das einfache symmetrische System mit horizontalen Gurtungen ist in England bekannt unter dem Namen der „Warrenträger“.

Fig. 157.



Unter Beibehaltung der in N°. **133.** angenommenen Bezeichnungen erhalten wir aus den Gleichungen 180) bis 183) für geradlinige Träger folgende einfache Formeln:

a) für die Gurtungen:

$$O_m \text{ oder } U_m = \frac{\mathfrak{M}'_{m-1}}{\mathfrak{H}} \quad . \quad . \quad . \quad . \quad 208)$$

und indem Ω den Querschnitt der betrachteten Gurtungen bezeichnet:

$$\text{mittlere Pressung } \mathfrak{P}_m = \frac{O_m}{\Omega} \quad . \quad . \quad . \quad 209)$$

$$\text{Spannung } \mathfrak{A} = \frac{U_m}{\Omega} \quad \ldots\ldots \quad 210)$$

Anmerk. Es ist im Vorstehenden ein frei aufliegender Träger vorausgesetzt, wo die obere Gurtung immer gedrückt ist; bei continuirlichen Trägern kann durch Gleichung 209) eine Spannung, durch Gleichung 210) eine Pressung bezeichnet sein.

b) für die Streben:

$$N_m \sin\varphi = \mathfrak{V}'_m \quad \ldots\ldots\ldots \quad 211)$$

und indem ω den Querschnitt der betrachteten Strebe bezeichnet

$$\left.\begin{array}{l}\text{mittlere Pressung } \mathfrak{P}_m \\ \text{oder Spannung } \mathfrak{A}_m\end{array}\right\} = \frac{N_m}{\omega} \quad \ldots\ldots \quad 212)$$

Die grösste Pressung $\mathfrak{P}$ findet sich aus der mittleren Pressung $\mathfrak{P}_m$ durch Multiplication mit dem Coefficienten $\left(1 + K \frac{\omega L^2}{\Theta}\right)$ wo L die freie Länge des gepressten Gliedes, ω den Querschnitt desselben und Θ das Trägheitsmoment dieses Querschnitts bezeichnet (siehe Gleichung 169).

146. Die bekannteste unter den Brücken nach Warren's System ist der Crumlinviaduct; derselbe ist in der Berliner Zeitschrift für Bauwesen, Jahrgang 1858, von Herrn Baurath Malberg beschrieben, welcher Mittheilung die nachstehenden Angaben entnommen sind.

Der Crumlinviaduct liegt in der Newport-Abergavenny-Hereford-Eisenbahn bei Crumlin nahe bei Newport (South Wales) und wurde im Jahre 1853 nach den Plänen der Ingenieure Lidell und Gordon begonnen. — Der Viaduct hat 10 Oeffnungen, welche bei einer Pfeilerdistanz von 150 Fuss englisch eine Spannweite von 147¾ Fuss oder 45 Metres erhalten haben; die Pfeiler, welche sehr verschiedene Höhen zeigen, bestehen aus gusseisernen Säulen, welche durch schmiedeiserne Stangen und gusseiserne Rahmen verspannt sind; es ist diess aus Tafel IX, wo eine der Oeffnungen dargestellt ist, näher ersichtlich; es ist hier die Geleiseaxe nicht im Mittel der betreffenden zwei Träger angebracht, so dass der äussere Träger weniger zu tragen hätte; in der folgenden Berechnung ist auf diesen Umstand keine Rücksicht genommen, sondern es sind beide Träger gleich stark belastet angenommen (wobei sich übrigens die ungleiche Belastung jederzeit nach dem Hebelverhältniss nachträglich berücksichtigen lässt).

Fig. 158.

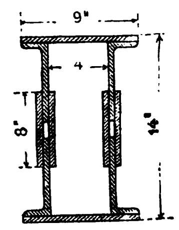
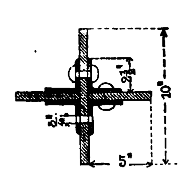
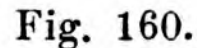
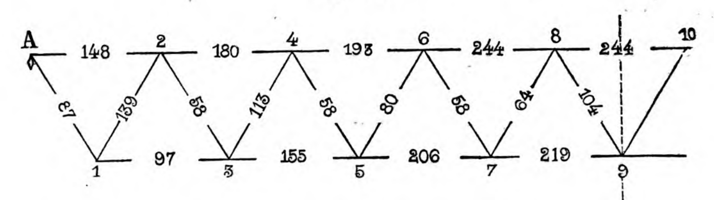


Fig. 159.



Die obere gedrückte Gurtung hat einen kastenförmigen Querschnitt erhalten, wie nebenstehende Figur 158 zeigt; die untere Gurtung und die gezogenen Streben sind flache Bänder, während die gedrückten Streben einen kreuzförmigen Querschnitt erhalten haben (siehe Figur 159).


Fig. 160.



Die Querschnittdimensionen der Gurtungen und Streben sind nach den Angaben des Herrn Malberg, aber in Quadratcentimeter übertragen, in der folgenden Figur 160 verzeichnet; hiebei ist zu bemerken, dass bei den Flacheisen kein Abzug für Nietlöcher nothwendig war, weil der Querschnitt an den Knotenpunkten durch Deckplatten verstärkt ist; die der Brückenmitte zunächst gelegenen Streben haben einen verhältnissmässig stärkeren Querschnitt erhalten, bei welchem indessen Abzüge nothwendig sein dürften.

147. Wir haben in N⁰. **65.** für das Eigengewicht einer schmiedeisernen Brücke in Gleichung 103ᵃ) die Gleichung aufgestellt:

$$p = C\,l + F \quad . \quad . \quad . \quad . \quad 213)$$

wo F das Gewicht der Fahrbahn (per meter) und zwar inclusive Schienen, Schotter und Bedielung, C dagegen einen der betreffenden Hauptträgerconstruction eigenthümlichen Coefficienten bezeichnet; wenn wir dagegen im Folgenden das blosse Eisengewicht, exclusive Oberbau und Bedielung, bezeichnen wollen, wenden wir hiefür die Relation an:

$$p' = Cl + F' \quad . \quad . \quad . \quad . \quad 214)$$

Der Coefficient C ist für beide Gleichungen derselbe, da für dieselbe Brücke — ganz eiserne Hauptträger vorausgesetzt — p und p′ sich nur durch das Gewicht der Fahrbahn unterscheiden (zu vergleichen der Schluss von N⁰. **65.**).

Wir haben für den Crumlinviaduct keine Angaben über das Gesammteisengewicht p′; dagegen ist für jede Oeffnung das Gewicht zweier zu demselben Geleise gehörigen Hauptträger zu 50 tons, das Gewicht der zugehörigen Fahrbahn zu 21 tons angegeben; hieraus folgt:

$$F = \frac{21000}{45} = 466 \text{ oder rund } = 480 \text{ Kilo},$$

ferner:

$$p - F = C.l = \frac{50000}{45} = 1111 \text{ Kilo oder rund } 1120 \text{ Kilo},$$

woraus

$$C = \frac{1120}{45} = 24{,}9$$

und

$$p = 24{,}9\ l + 480 = 1600^{k}$$

148. Bei der Berechnung des Crumlinviaducts wurde für jedes Geleise eine zufällige Last von 150 tons für jede Oeffnung angenommen; da wir nun die per meter Geleise antreffende Verkehrslast mit k bezeichnen, so folgt aus vorstehender Angabe:

$$k = \frac{150000}{45} = 3333 \text{ Kilo},$$

es ist aber nach der vorhergehenden Nummer

$$p = 1600 \text{ Kilo},$$

somit

$$q = p + k = 4933 \text{ Kilo}$$
$$\text{oder rund} = 5000 \text{ Kilo};$$

ferner folgt aus Vergleichung mit den Tabellen XVII und XVII[a] für l = 45 Meter:

$$k^1 = {}^5/_4\, k = \text{rund } 4200 \text{ Kilo},$$

woraus

$$q^1 = p + k^1 = 5800 \text{ Kilo}$$
$$q_0 = \frac{q + q^1}{2} = \frac{5800 + 5000}{2} = 5400 \text{ Kilo}$$

und hieraus folgt endlich:

für das grösste Angriffsmoment in der Trägermitte:

$$\text{I. } \ldots\ldots \quad \text{Max } \mathfrak{M} = \frac{ql^2}{8} = 5000 \; \frac{45^2}{8} = 1265{,}6 \text{ KM.}$$

für die grösste Vertikalkraft in der Trägermitte:

$$\text{II. } \ldots\ldots \quad \text{Max } \mathfrak{V}_9 = \frac{k^1 l}{8} = \frac{4200 \;.\; 45}{8} = 23{,}6 \text{ tons},$$

für die grösste Vertikalkraft an den Auflagern:

$$\text{III. } \ldots\ldots \quad \text{Max } \mathfrak{V} = \frac{q + q^1}{2} \; \frac{l}{2} = \frac{5400 \;.\; 45}{2} = 121{,}5 \text{ tons},$$

für die kleinste Vertikalkraft an den Auflagern:

$$\text{IV. } \ldots\ldots \quad \min \mathfrak{V}_1 = \ldots\ldots\ldots \; \frac{p\,l}{2} = 36{,}0 \text{ tons},$$

für die äusserste Lage des Punktes $\mathfrak{V} = o$ nach Gleichung 207):

$$\text{V. } \left\{ \begin{array}{l} a = l \left\{ \dfrac{1600}{4200} \pm \sqrt{\dfrac{1600}{4200} + \left(\dfrac{1600}{4200}\right)^2} \right\} = 15{,}5^{\text{m}} \\ l - a = 29{,}5^{\text{m}} \end{array} \right.$$

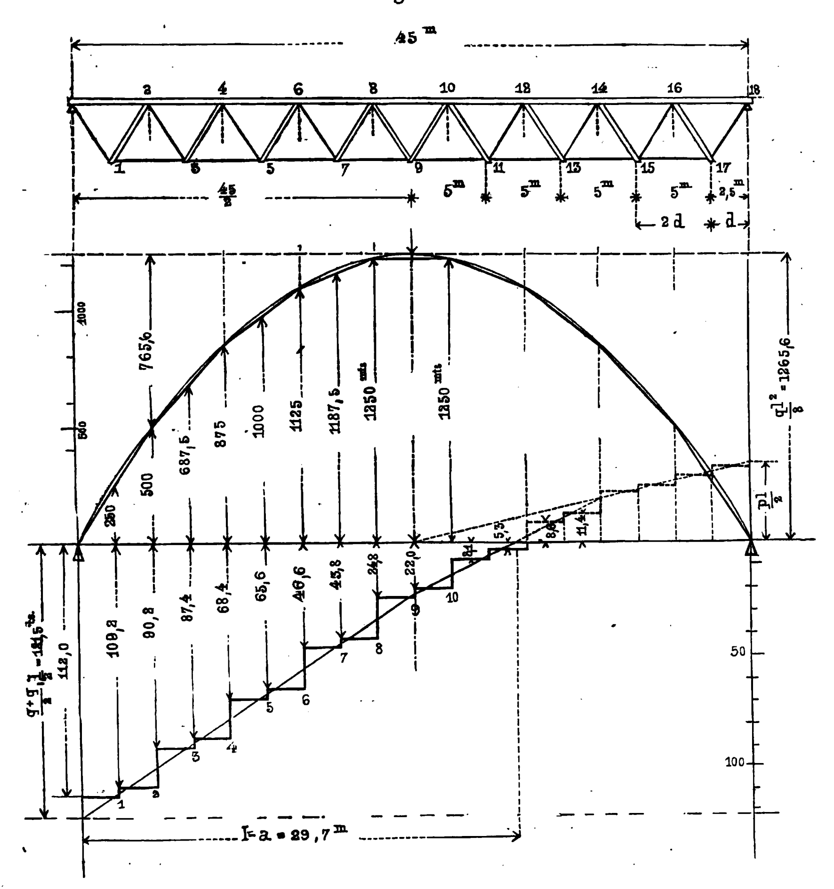
Die Maximalwerthe $\mathfrak{M}$ finden sich aus obiger Gleichung I. mittelst der Gleichung 174), welche hier wiederholt angeschrieben wird:

$$\max \mathfrak{M}_x = \frac{ql^2}{8} - \frac{q\,x_1^{\,2}}{2} \quad \ldots \quad 174)$$

wo $\mathfrak{M}_x$ das Angriffsmoment im Abstand x von Auflager A, x_1 aber den Abstand desselben Angriffsmoments von der Trägermitte bezeichnet.

Die Maximalwerthe von 𝔙 werden graphisch bestimmt, indem die 4 unter II — V aufgeführten Werthe zur Herstellung der betreffenden graphischen Darstellung hinreichen, wie aus der folgenden Fig. 161 näher ersichtlich ist. — Zu bemerken ist hiebei, dass nur die obern Knotenpunkte durch die Fahrbahn belastet werden, wesshalb mit Rücksicht auf die grosse Fachweite das in N°. **130**. erläuterte Verfahren angewendet wurde.

Fig. 161.



Das auf die untern Knotenpunkte vertheilte halbe Gewicht zweier Hauptträger ist auf 5 M. Länge $= 5 \cdot \frac{1120}{2} = 2800$ Kilo; um diese letztere Grösse ändert sich 𝔙 an den untern Knotenpunkten und wurde je die Hälfte von dem betreffenden Punkte der Kurve max 𝔙 aufwärts und je die Hälfte abwärts aufgetragen.

Tabelle

$p = 1600^k, \quad k = 3400^k, \quad q = p + k = 5000^k,$

Index m =	1	2	3	4	5	6
	für die					
$\max \mathfrak{M}_m = \frac{ql^2}{8} - \frac{qx_,^2}{2}$	mts 250	mts 250	687,5	875	1000	1125
$O_m = \frac{\max \mathfrak{M}'_{m-1}}{\mathfrak{H}}$		29762		81845		119048
$U_m = \frac{\max \mathfrak{M}'_{m-1}}{\mathfrak{H}}$			59524		104166	
Ω_m		148	97	180	155	193
$\mathfrak{V}_m = \frac{O_m}{\Omega}$		201		455		616
$\mathfrak{A} = \frac{U_m}{\Omega}$			614		672	
	für die Streben bei Bewegung					
$\mathfrak{B}_m$ in tons:	112,0	109,2	90,2	87,4	68,4	65,6
$N_m = \frac{\mathfrak{B}'_m}{\sin\varphi} = \frac{\mathfrak{B}_m}{1,72}$ in Kilogr.	65116	63488	52442	50814	39767	38140
ω_m	87	139	58	112	58	80
$\mathfrak{A} = \frac{N_m}{\omega}$	748		904		685	
$\mathfrak{V}_m = \frac{N_m}{\omega}$		456		450		477
	für die Streben bei Bewegung					
$\mathfrak{B}_m$ in tons:	33,4	30,6	25,2	22,4	11,8	8,0
$N_m = \frac{\mathfrak{B}'_m}{\sin\varphi} = \frac{\mathfrak{B}_m}{1,72}$	19400	17790	14650	13023	6860	4651
ω_m	87	139	58	112	58	80
$\mathfrak{A} = \frac{N_m}{\omega}$	223		252		118	
$\mathfrak{V}_m = \frac{N_m}{\omega}$		128		116		58

XLV.

$k^1 = 4200^k, \quad q^1 = 5800^k, \quad l = 45{,}0^m \quad \mathfrak{H} = 4{,}2^m$

7	8	9	10	11	12	Anmerkungen.
Gurtungen:						
1187,5	1250	1250	1250	1187,5	1125	Zur Bestimmung der Spannungen und Pressungen der Streben genügt es, die Last nur von einer Richtung, z. B. von B gegen A, vorgerückt zu denken, indem der Träger symmetrisch gegen die Mitte angelegt ist; es ist hier auch die Bewegung von A nach B verzeichnet, damit die in denselben Streben wirkenden, mit der Richtung der Last-Bewegung wechselnden Kräfte zur Anschauung kommen.
	141369		148801		141369	
133929		148801		148801		
206	244	219	244	219	244	
	579		610		579	
650		680		680		
der Last von B nach A:						
46,6	43,8	24,8	22,0	5,0	2,2	
27693	25465	14430	12790	2907	1279	
58	64	104	104	64	58	
477		138		45		
	398		123		22*)	*) Das Band N_{12} ist zwar nur auf Zug construirt; doch genügend steif, weil der fragliche Druck verhältnissmässig gering ist.
der Last von A nach B:						
— 2,2	— 5,0	— 22,0	— 24,0	— 43,8	— 46,6	
— 1279	— 2907	— 12790	— 14430	— 25465	— 27693	
58	64	104	104	64	58	
	45		138		477	
22		123		398		

Die in Fig. 161 eingetragenen Werthe von $\mathfrak{M}$ und $\mathfrak{B}$ bedürfen nun keiner weiteren Erläuterung; es müssen aber diese Werthe bei der Reduction auf einen einzelnen Hauptträger sämmtlich halbirt werden, indem man die halbirten Werthe mit $\mathfrak{M}'$, beziehungsweise $\mathfrak{B}'$ bezeichnet; das ganze Rechnungsverfahren ist in vorstehender Tabelle XLV. zusammengestellt, wobei zu bemerken, dass die Werthe für die einzelnen Querschnitte aus Fig. 160 direct entnommen werden konnten.

Die Spannungen $\mathfrak{A}$ sind grösser als die mittlern Pressungen $\mathfrak{B}_m$; man findet aber aus letztern die grössten Pressungen nach Gleichung 169) oder annähernd aus Tabelle XIV; für die obern Gurtungen ist nämlich L = 5 Meter, H = 0,23 Meter, somit $\frac{L}{\mathfrak{H}} = \frac{500}{23} = 22$, so dass $\mathfrak{B} = 1{,}25\ \mathfrak{B}_m$ angenommen werden darf $\left(\text{für } \frac{L}{H} = 20 \text{ findet man in der Tabelle für kastenförmigen Querschnitt } \mathfrak{B}_m = \frac{\mathfrak{B}}{1{,}2}\right)$; für die gedrückten kreuzförmigen Streben haben wir $L = \frac{4{,}2}{0{,}68} = 4{,}9$ Meter, H = 0,25 Meter, somit $\frac{L}{H} = \frac{490}{25} = 17{,}6$, wonach $\mathfrak{B} = 1{,}30\ \mathfrak{B}_m$ anzunehmen ist.

Es wären also die Werthe $\mathfrak{B}_m$ für die Gurtungen mit 1,25, für die Streben mit 1,30 zu multipliziren, um die grössten im betreffenden Querschnitt herrschenden Pressungen zu erhalten.

148. Bei dem Crumlinviaduct ist für die Verbindung der einzelnen Fachwerksglieder eine eigenthümliche aus Tafel IX. ersichtliche Construction angewendet, indem durch die mit Deckplatten verstärkten Enden der einzelnen Glieder grosse Bolzen gesteckt sind, welche ähnlich wie bei den Kettenbrücken die einzelnen Kräfte zu übertragen haben, aber weil die Abscheerung eine mehrfache ist, mit einem Querschnitt von 64 Quadratcentimetern ($3\frac{1}{2}''$ englisch im Durchmesser) genügend stark sind. — Die Verstärkungsplatten an den Enden der einzelnen Fachwerksglieder haben dieselbe Bestimmung, wie die Enderbreitungen an den Gliedern einer Kettenbrücke, indem die durch den Querbolzen hervorgebrachte Verschwächung dadurch ausgeglichen werden soll.

Nach neuern Mittheilungen hat sich die fragliche Anordnung bei dem Crumlinviaduct nicht bewährt; da die erwähnten starken Bolzen lose geworden waren, so mussten die Strebenenden durch aufgenietete Platten verstärkt werden. Die hannöverische Bauzeitung, welche diese Mittheilung macht (Jahrgang 1868, S. 344) bemerkt hiezu, dass die einzelnen Hauptbolzen zu grosse lokale Drücke auszuhalten hatten, was durch die erwähnte Verstärkung

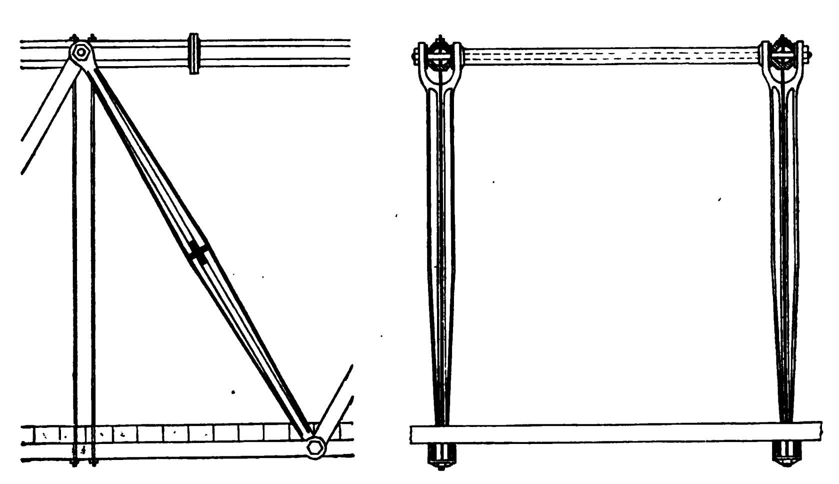
der Enden corrigirt ist. — (Vgl. N⁰. **52.** über das Verhältniss des Bolzendurchmessers zur Plattendicke.)

Es scheint aber beim Crumlinviaduct noch der weitere Missstand obgewaltet zu haben, dass die Querabsteifung, nur aus einer hölzernen Plattform bestehend, ganz ungenügend war, wesshalb nunmehr eiserne Querträger von 12″ Höhe und 28 Fuss Länge und dazwischen eben solche Längsträger angewendet sind; ferner wurde statt der hölzernen Bebohlung eine Bedeckung aus schmiedeisernen, zusammengesetzten Platten gemacht, und die seitliche Steifigkeit wiederum erheblich vermehrt. — In Folge der angewendeten Verstärkungen werden bei schweren Zügen nur noch $^5/_8$ Zoll Durchbiegung beobachtet, anstatt $1\,^1/_2$ Zoll, welche früher gemessen worden waren.

149. Nahezu gleichzeitig mit dem Crumlinviaduct ist die Trentbrücke bei Newark erbaut worden, welche von Herrn Lohse im Jahrgang 1857 der berliner Zeitschrift beschrieben ist.

Diese Brücke ist schief, hat nur eine einzige Spannweite von 240 Fuss englisch (75,15 M.) und hat für 2 Geleise 4 Träger erhalten, von denen je 2 eine für sich abgesonderte Brücke bilden; die Fahrbahn befindet sich unterhalb und die Höhe der Träger gestattete, oberhalb eine zweite Querverbindung anzubringen, wie aus der folgenden Skizze ersichtlich ist.

Fig. 162. Fig. 162a.



Sämmtliche gedrückte Theile sind von Gusseisen, sämmtliche gezogene Theile von Schmiedeisen; die obere Gurtung besteht aus einer gusseisernen Röhre, die am Endauflager 13″ Durchmesser und $1\,^1/_2$″ Metalldicke hat und gegen die Mitte hin auf

18″ Durchmesser zunimmt; die einzelnen Stücke sind an den Enden genau abgedreht, behobelt und mittelst Flantschen zusammengebolzt. — Die untere Gurtung besteht aus schmiedeisernen Flachstäben von 7—8 Zoll Breite und $^5/_8$—$^3/_4$ Zoll Höhe, deren Anzahl gegen die Mitte hin zunimmt.

Die Fahrbahn hat keine Querträger erhalten, sondern es sind starke, eichene Bohlen unmittelbar auf der untern Gurtung aufgelegt; es ist jedoch unten und oben ausserdem ein vollständiger Horizontalverband angebracht, indem an jedem Knotenpunkt nach der Quere gusseiserne Röhren mit innen liegenden schmiedeisernen Stangen und ausserdem in jedem Felde horizontale schmiedeiserne Diagonalen angebracht sind.

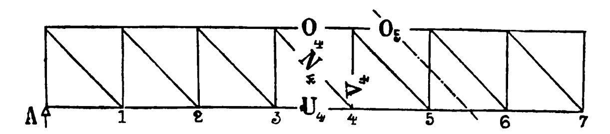
Das Eisengewicht der Brücke soll für ein Geleise 295 tons, für jeden Träger 122,5 tons betragen; wenn man die ganze Trägerlänge zu 79 M. rechnet und die Gewichte der festen Portale (gusseiserne Ständer mit gusseisernen Bögen) in Abzug bringt, so erhält man für das Eisengewicht nach Massgabe der Gleichung 214)

$$p' = 500 + 40 \, . \, l$$

wo l die Spannweite = 73,15 m. bezeichnet.

150. Beim einfachen unsymmetrischen System mit horizontalen Gurtungen gehen bei constantem $\mathfrak{H}$ die Formeln 185) bis 195) in folgende einfache Form über:

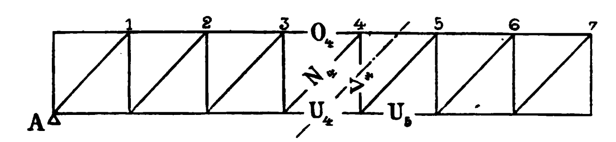
Fig. 163.



Für die Gurtungen ist:
entweder nach Fig. 163:

$$O_m = U_{m+1} = \frac{\mathfrak{M}'_m}{\mathfrak{H}} \quad . \; . \; . \; . \; . \; . \quad 216)$$

Fig. 164.



oder nach Fig. 164:

$$O_{m+1} = U_m = \frac{\mathfrak{M}'_m}{\mathfrak{H}} \quad . \; . \; . \; . \; . \; . \quad 217)$$

für die schiefen Streben ist für Fig. 163 und Fig. 164 gleichmässig:

$$N_m = \frac{1}{\sin \varphi} \mathfrak{V}'_m \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad 218)$$

endlich für die Vertikalständer, wenn P'_o die im obern, P'_u die im untern Knotenpunkt eintretende Last bezeichnet:
entweder nach Fig. 163)

$$V_m = -\mathfrak{V}'_m - P'_u = -\mathfrak{V}'_{m+1} + P'_o \quad . \quad . \quad . \quad 219)$$

oder nach Fig. 164)

$$V_m = \mathfrak{V}'_m + P'_o = \mathfrak{V}'_{m+1} - P'_u \quad . \quad . \quad . \quad 220)$$

Die Spannungen und die Pressungen in den Gurtungen und in den Streben findet man, wenn die betreffenden Querschnitte bekannt sind, nach den Gleichungen 166)—168); bei ansehnlicher Länge der gepressten Glieder ist zur Bestimmung des Verhältnisses $\frac{\mathfrak{V}_m}{\mathfrak{V}}$ die Gleichung 169) beizuziehen.

In einer Strebe herrscht Zug, wenn ihr Fussende näher beim Punkte $\mathfrak{V} = 0$ ist, Druck wenn ihr Kopfende näher bei genanntem Punkte ist (vergl. N⁰. **135.**). Die Abscisse a, welche die von der Trägermitte entfernteste Lage des Punktes $\mathfrak{V} = 0$ angiebt, findet sich nach Gleichung 207); zwischen den Abscissen a und l — a sind die Hauptstreben in Folge Bewegung der Last abwechselnd auf Zug und Druck in Anspruch genommen, beziehungsweise sind auf diese Länge Gegenstreben nothwendig.

151. Wie in N⁰. **144.** erläutert, sind beim geraden einfachen Fachwerk die Gurtungskräfte nur von $\mathfrak{M}$, die Kräfte in den schiefen Streben nur von $\mathfrak{V}$ abhängig und sind die grössten Werthe von $\mathfrak{M}$ und $\mathfrak{V}$ in Fig. 156 zusammengestellt.

Bei den Kräften in den Vertikalen kommt wesentlich die Grösse der Lasten P_o und P_u in Betracht; doch ist kein Zweifel, dass in den durch Fig. 163 dargestellten Fällen bei oberhalb belasteten Trägern, wo sämmtliche P_u nur kleine Werthe zeigen, die Kräfte V_m dann den grössten Druck auszuhalten haben, wenn die Kräfte $\mathfrak{V}_m$ ihren grössten negativen Werth erreichen, wie diess aus Gleichung 219) deutlich hervorgeht. — Anders ist es, wenn solche Träger unterhalb belastet sind, indem es sich dann fragt, ob V_m nicht grösser wird, wenn die Last von B nur bis $m + \frac{1}{2}$ vorgerückt ist; in letzterem Falle ist nämlich, wenn wir der Einfachheit halber P_o = Null, $k_{m+1} = k_{m-1} = k$ setzen, und die Fachweite = d annehmen:

$$V_m = -\max \mathfrak{V}'_{m+1} + P_o$$

$$V_m = \frac{kl}{8} + \left(\frac{1}{2} - x_{m+1/2}\right)\left(p + \tfrac{3}{4} k\right) \quad . \quad I.$$

während bei der von B bis $m - \frac{1}{2}$ vorgerückten Last

$$V_m = - \max \mathfrak{V}'_m - P_u$$

$$V_m = \frac{kl}{8} + \left(\frac{l}{2} - x_{m+1/2} + d\right)\left(p + \tfrac{3}{4}k\right) - \left(p+k\right)d. \quad . \quad \text{II.}$$

Der Werth von V_m ist nun nach Gleichung II. kleiner als nach Gleichung I. um die Grösse:

$$(p + k)\, d - (p + {}^3/_4\, k)\, d = {}^1/_4\, k\, d \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad \text{III.}$$

Die durch Gleichung III. angegebene Differenz wäre ganz dieselbe gewesen, wenn irgend ein Theil des Eigengewichts im obern Knotenpunkte angebracht gedacht werden kann, da die Summe $P_u + P_o$ dennoch denselben Werth $(k + p)\, d$ gehabt hätte.

In dem durch Fig. 164 dargestellten Falle findet die Differenz in umgekehrtem Sinne statt, d. h. V_m hat bei unterhalb belastetem Träger ganz entschieden seinen grössten Werth, wenn die Last von B bis $x_{m+1/2}$ vorgerückt ist (vergl. Gleichung 220); dagegen findet bei oberhalb belasteten Trägern wieder die durch obige Gleichung III. dargestellte Differenz zu Gunsten der nur bis $m + {}^1/_2$ vorgerückten Last statt.

Bei dem geringen Betrage der durch obige Gleichung III. dargestellten Differenz $\frac{kd}{4}$ würde in den betreffenden Fällen die Stärke der Vertikalständer V_m wenig alterirt, wenn man die Last von B bis $m - {}^1/_2$ anstatt nur bis $m + {}^1/_2$ vorgerückt angenommen hätte; anders ist es bei Trägern mit gekrümmten Gurtungen, wo die Zunahme von $\mathfrak{V}$ theilweise durch die Gurtungen aufgenommen wird, wo also die Entlastung durch P_u beziehungsweise P_o in erhöhtem Masse wirkt; die bezügliche Regel, welche nach obiger Entwicklung auch für gerade Träger gültig, bei gekrümmten Trägern aber besonders wichtig ist, lautet: bei allen unsymmetrischen Fachwerken findet die grösste Kraft in den Vertikalständern statt:

a) Bei Anwendung von gezogenen schiefen Streben und gedrückten Vertikalen;
   - bei oben aufliegender Fahrbahn für die von B bis $m - {}^1/_2$ vorgerückte Last;
   - bei unten aufliegender Fahrbahn für die von B bis $m + {}^1/_2$ vorgerückte Last;

b) bei Anwendung von gedrückten Streben und gezogenen Vertikalen;
   - bei oben aufliegender Fahrbahn für die von B bis $m + {}^1/_2$ vorgerückte Verkehrslast;
   - bei unten aufliegender Fahrbahn für die von B bis $m - {}^1/_2$ vorgerückte Last.

Rückt die Last von A nach B ein, so findet in allen vorstehend aufgeführten Fällen je das umgekehrte Verhältniss statt d. h. es muss für $m + {}^1/_2$ gesetzt werden $m - {}^1/_2$, für $m - {}^1/_2$ aber $m + {}^1/_2$.

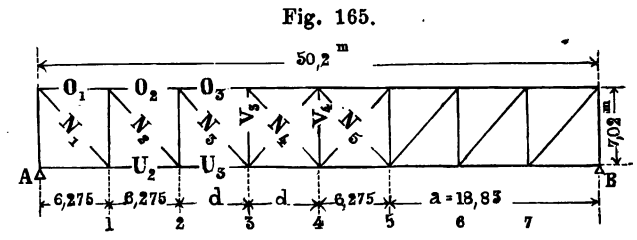
152. Eine Fachwerkbrücke nach vorstehend beschriebenem System wurde von der k. bayrischen Eisenbahnverwaltung über die Isar bei München hergestellt.

Die Brücke hat 2 Mittelpfeiler und 3 Oeffnungen erhalten, deren jede für sich durch frei aufliegende Träger von je 50,2 M. Spannweite überbrückt wird.

Die Eisenconstruction dieser Brücke war der Maschinenfabrik von Klett und Comp. in Nürnberg übertragen, deren Ingenieur Herrn Gerber wir die gefällige Mittheilung der Werkzeichnungen verdanken. Ansicht und Grundriss eines Trägers nebst einigen Details sind in Tafel X. wiedergegeben.

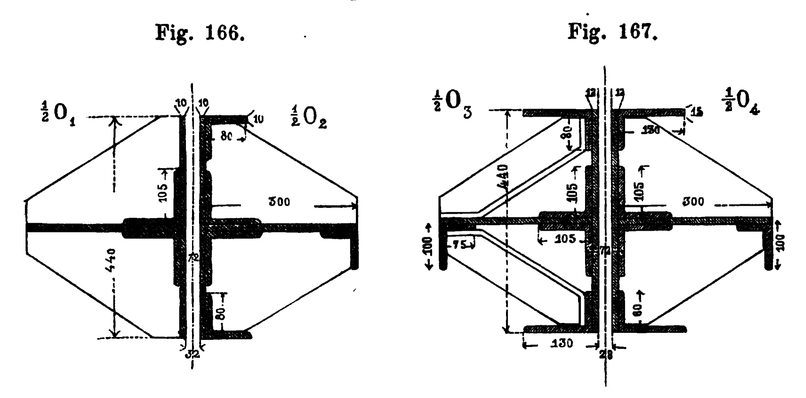
Die Hauptträger dieser Brücke, deren zwei für jedes Geleise dienen, haben eine geometrische Gurtungsdistanz (Höhe) von 7,02 M. und eine Fachweite von 6,275 M. erhalten; die ganze Länge jedes Hauptträgers ist somit in 8 Felder getheilt; die Fahrbahn ist unmittelbar über der untern Gurtung angebracht, so dass oberhalb eine zweite Querverspannung hergestellt werden konnte.

Fig. 165.



Die Gurtungen bestehen je aus 2 Theilen, welche durch einen Zwischenraum von 28 Mm. getrennt sind; in Fig. 166 ist links

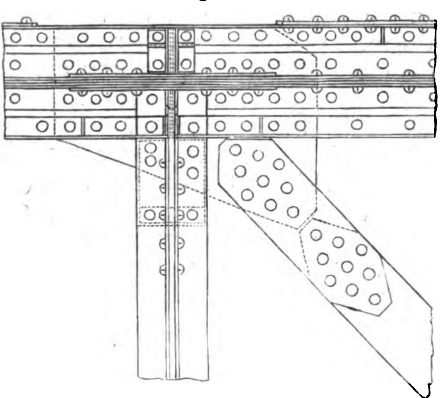
Fig. 166. Fig. 167.



die halbe obere Gurtung des ersten Feldes, rechts die des zweiten Feldes dargestellt (wobei zu bemerken, dass in Fig. 166 und 169 anstatt 32mm als Zwischenraum gleichfalls 28mm einzusetzen ist); ebenso zeigt Fig. 167 die Gurtungen des dritten und des vierten

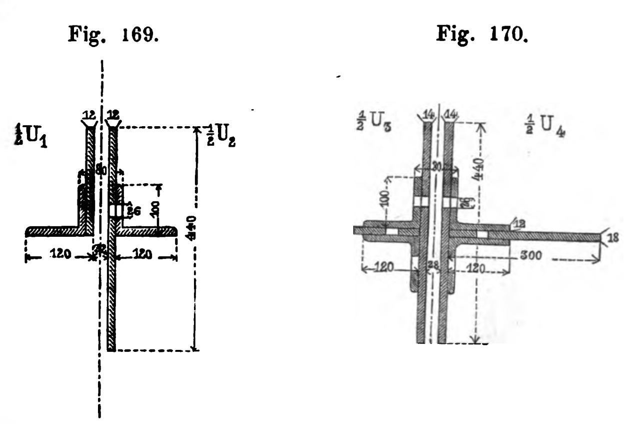
Feldes und ist aus diesen Figuren ersichtlich, wie die Verstärkung der Gurtungen gegen die Mitte durch Hinzufügung weiterer Winkel oder Platten erzielt wird; die Mehrzahl der Winkel und Platten ist je am Knotenpunkte selbst gestossen und dient nun ein 28 Mm.

Fig. 168.



starkes, polygonales Stossblech — welches den erwähnten Zwischenraum zwischen den beiden Gurtungshälften ausfüllt, sowohl zur Verbindung der gestossenen Gurtungsglieder als zur Befestigung der Diagonalen und Vertikalständer, wie solches aus bestehender Fig. 168 näher ersichtlich ist. Soweit der Querschnitt durch besagtes polygonales Stossblech nicht ersetzt ist, sind weitere Stossplatten hinzugefügt.

Fig. 169. Fig. 170.

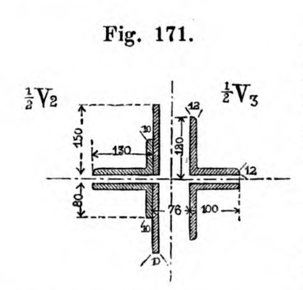


Die untere Gurtung ist in ähnlicher Weise construirt, mit dem Unterschied jedoch, dass diese Gurtung, weil durchaus auf Zug in Anspruch genommen, verhältnissmässig stärkere Flacheisen und weniger Winkel erhalten hat; die Figuren 169 und 170 stellen

die untern Gurtungen für die Felder (1) bis (4) dar, indem in jeder Figur wieder zwei verschiedene Gurtungshälften erscheinen. Die untere Gurtung hat, wie auch die obere, im allgemeinen eine Höhe von 44 Cent. erhalten; im ersten Felde ist dieselbe jedoch nur halb so hoch, und ist damit schon in der äussern Ansicht angezeigt, dass die untere Gurtung im ersten Felde gar keine Fachwerkskräfte aufzunehmen hat, sondern nur zur gegenseitigen Fixirung des ersten untern Knotenpunkts und des Endständers, sowie ebendamit zur Consolidirung der Fahrbahn dient.

Die schiefen Streben oder Diagonalen bestehen aus Flacheisen von 26—50 Cent. Breite, 28—30 Mm. Dicke, welche in den beiden Endfeldern durch aufgenietete weitere Flacheisen verstärkt sind; in Fig. 168 ist die Verbindung der Diagonalen mit den Gurtungen und Vertikalen ersichtlich.

Fig. 171.



Die Vertikalständer bestehen je aus 4 Winkeln, welche gegen die Auflager hin an Stärke zunehmen, und ausserdem an den Knotenpunkten (1) und (2) mit Flacheisen verstärkt sind, wie solches beistehende Fig. 171 angiebt.

Die Endständer bestehen je aus 12 Winkeln und 2 hinzugefügten Flacheisen und ist deren Stärke danach bemessen, dass nicht nur die vertikale Resultante der anstossenden Strebenkraft auf die Auflager übertragen, sondern auch alle seitlichen Kräfte, insbesondere die vom Winddruck in der obern Horizontalverspannung hervorgerufenen, durch die relative Festigkeit der Endständer aufgenommen werden können.

Die Fahrbahntafel zeigt Schwellenträger von 6,275 M. Länge, welche als Blechwandträger construirt sind, aufruhend auf Querträgern, welche aus einem einfachen Fachwerk bestehen und an den Vertikalständern der Hauptträger befestigt sind. Man ersieht hieraus, dass das Gewicht der Fahrbahntafel, beziehungsweise die Verkehrslast in keiner Weise die relative Festigkeit der Fachwerksglieder in Anspruch nimmt, dass vielmehr sämmtliche Lasten in den Knotenpunkten eintreten.

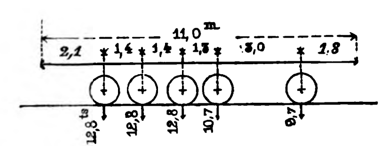
152. Für die Berechnung der Hauptträger dienen folgende Gewichtsangaben:

Das Eigengewicht der Brücke beträgt für ein Geleise per laufenden Meter:

zwei Hauptträger, zusammen . .	1786 Kilo
Verspannung	114 „
	1900 Kilo

		Uebertrag	1900 Kilo	
Plattform:				
	Querträger . . .	200		
	Schwellenträger .	434		
	Diverse	34		
			668 „	
Geländer	. . . .		66 „	
	zus. Eisengewicht p′ =		. . .	2634 Kilo
	ferner Querschwellen		272 Kilo	
	Saumschwellen		40 „	
	Diehlenbelag		160 „	
	Schienen		74 „	
	zus. Oberbau p″ =		. . .	546 „
	total p = p′ + p″ =		. . .	3180 Kilo

Fig. 172.



Als **Verkehrslast** ist eine Reihe von 3 Tenderlocomotiven mit nachfolgenden Waggons von 16 tons Gewicht und 5,2m Länge angenommen, deren Axbelastung und Axendistanz aus Fig. 172 ersichtlich ist; hiernach wurde als grösstes durch die variable Last in der Trägermitte hervorgerufenes Angriffsmoment

$$\max \mathfrak{M}_k = 1711,2 \text{ Mtons}$$

berechnet, woraus sich als gleichförmige stellvertretende Ueberlast k = 5440 k per Meter und Geleise ergiebt.

Es folgt aus Vorstehendem, dass als Gesammtlast

$$q = p + k = 3180 + 5440 = 8620 \text{ k}$$

per Meter und Geleise angenommen werden darf.

Bei der beschriebenen Belastungsweise mit aufeinanderfolgenden Tenderlocomotiven darf auch bei einseitiger Belastung das per Meter wirkende Gewicht der gleichförmig vertheilten Last q gleichgesetzt werden, und folgt hieraus:

$$k^1 = k = 5440 \text{ Kilo}$$
$$q_0 = q = 8620 \text{ „}$$

und ist endlich

$$\frac{p}{k^1} = \frac{p}{k} = \frac{3180}{5440} = 0,585$$

Aus vorstehenden Gewichts- und Belastungsangaben folgt für **jeden der beiden Hauptträger:**

Grösstes Angriffsmoment in der Trägermitte:

$$\text{I.} \quad \max \mathfrak{M}' = {}^1/_2 \,.\, \frac{ql^2}{8} = \frac{8620 \,.\, 50{;}2^2}{2 \,.\, 8} = 1357,85 \text{ Mtons.}$$

Grösste Vertikalkraft am Auflager:

$$\text{II.} \quad \max \mathfrak{V}' = {}^{1}/_{2}\ \frac{ql}{2} = \frac{8620 \times 50{,}2}{2 \times 2} = 108{,}18 \text{ ts.}$$

Grösste Vertikalkraft in der Trägermitte:

$$\text{III.} \quad \max \mathfrak{V}'_{1/_2 l}\ \frac{1}{2} \cdot \frac{kl}{8} = \frac{5440 \times 50{,}2}{2 \times 2} = 17{,}0 \text{ ts.}$$

Grösste Vertikalkraft in Folge des Eigengewichts:

$$\text{IV.} \quad \min \mathfrak{V}'_{1} = {}^{1}/_{2}\ \frac{ql}{2} = \frac{3180 \ .\ 50{,}2}{4} = 30{,}9 \text{ ts.}$$

Grösste Annäherung des Punktes $\mathfrak{V} = o$ an das Auflager A nach Gleichung 207):

$$\text{V.} \quad \begin{cases} a = \left\{ -\,0{,}585 \pm \sqrt{0{,}585 + (0{,}585)^2} \right\} 50{,}2 = 18{,}925^{m} \\ l - a = 31{,}375^{m} \end{cases}$$

Indem man nun nach Anleitung von Fig. 156 für den vorliegenden Fall die nachfolgende Fig. 173 construirt hat, so er-

Fig. 173.

hielt man nach den bekannten Eigenschaften der Geraden und der Parabel (welche letztere nach Gleichung 174) berechnet wurde) nachstehende Tabelle, welche sämmtliche zur Bestimmung der Fachwerksdimensionen nothwendigen Angriffsmomente $\mathfrak{M}'$ und Vertikalkräfte $\mathfrak{V}'$ enthält:

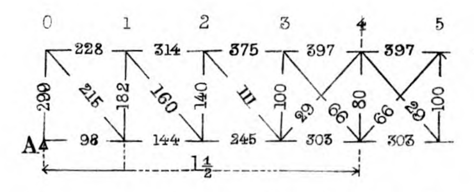
Tabelle XLVI.

$\mathfrak{M}'_1$ = 594,7 Mtons.		$\mathfrak{B}'_1$ = 96,80 ts.	
$\mathfrak{M}'_2$ = 1018,7 „		$\mathfrak{B}'_2$ = 74,0 „	
$\mathfrak{M}'_3$ = 1273,0 „		$\mathfrak{B}'_3$ = 51,4 „	
$\mathfrak{M}'_4$ = 2357,8 „		$\mathfrak{B}'_4$ = 20,5 „	
		$\mathfrak{B}'_5$ = 8,5 „	

Ausser den Grössen $\mathfrak{M}$ und $\mathfrak{B}$ sind auch noch die Belastungen der Knotenpunkte zu bestimmen. — Die obern Knotenpunkte sind nur durch das halbe Gewicht der Hauptträger belastet, welches auf die Fachträger 1900 . 6,275 = 11922 Kilo antrifft, so dass P_0 = 5961; P'_0 = 2980 Kilo beträgt; die untern Knotenpunkte haben im Minimum, d. h. wenn die Brücke gar nicht belastet ist, ausserdem noch das Gewicht der Fahrbahn aufzunehmen, welches letztere auf Fachlänge 1280 . 6,275 = 8032^k beträgt, wonach min P_u = 14000^k, min P'_u = 7000^k ist; hiezu kommt die Verkehrslast, welche für den Knotenpunkt m bei Belastung von B bis (m—½) den Werth k d hat; für diesen Fall ist:

$$P'_u = 7000 + 17068 = 24068 \text{ Kilo.}$$

Fig. 174.



Die Querschnittdimensionen der Fachwerksglieder sind in Fig. 174 zusammengestellt, wie solche von Herrn Gerber angegeben sind; es sind bei den gezogenen Theilen die Nietlöcher in Abzug gebracht, während bei den gedrückten Gliedern dieser Abzug nicht stattfand, wohl hauptsächlich desshalb, weil bei letztern in Folge der ansehnlichen Länge die mittlere Pressung wesentlich geringer ist als die Pressung in den äussersten Fasern.

Es ist nämlich das Verhältniss $\frac{\mathfrak{B}}{\mathfrak{B}_m}$ nach der Formel 169) berechnet worden

$$\mathfrak{B} = \mathfrak{B}_m \left(1 + K \frac{\omega L^2}{\Theta} \right) \quad . \quad . \quad . \quad 169)$$

wobei indess K = 0,0001 gesetzt wurde, während wir in Tabelle XI. für Schmiedeisen K = 0,00008 angegeben haben; nach vorstehender Formel hatten sich für den vorliegenden Fall (unter der Annahme

K = 0,0001) die in der folgenden Tabelle XLVII. enthaltenen Werthe ergeben.

Nachdem nunmehr alle Elemente der Berechnung entwickelt sind, werden zunächst die Fachwerkskräfte O, U, N und V nach den Gleichungen 216—220) unter Einführung der durch Tabelle XLVI. gegebenen Werthe $\mathfrak{M}'$ und $\mathfrak{B}'$ bestimmt, und erhält man schliesslich die in jedem Glied herrschende grösste Spannung $\mathfrak{A}$ oder Pressung $\mathfrak{B}$ mittelst der Gleichungen 166—168, wobei die Verhältnisse $\frac{\mathfrak{B}}{\mathfrak{B}_m}$ aus Tabelle XLVII. entnommen werden.

Tabelle XLVII.

Gurtungsglieder	O_1	O_2	O_4	O_4
$\frac{\mathfrak{B}}{\mathfrak{B}_m}$	1,54	1,34	1,26	1,24
Pfosten	V_1	V_2	V_3	V_4
$\frac{\mathfrak{B}}{\mathfrak{B}_m}$	1,56	1.80	2,0	2,6

Das ganze Verfahren ist in nachstehender Tabelle XLVIII. enthalten.

Wir ersehen aus dieser Tabelle, dass die grössten Spannungen und Pressungen in den Gurtungen, sowie in den Diagonalen (schiefen Streben) der Spannung von 600 Kilo per □ Cent. sehr nahe kommen; bei den Vertikalständern finden grössere Differenzen statt, wohl desshalb, weil bei der der Ausführung zu Grunde gelegten Berechnung nicht die gleichmässigen Lasten, sondern die Gewichte der einzelnen Locomotiven und Tenderaxen in Berechnung gekommen sind.

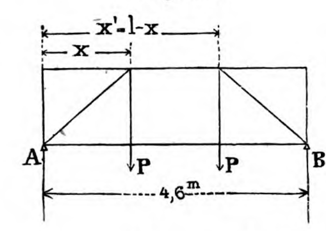
153. Die Querträger zeigen ein Fachwerk, dessen Endfelder durch volle Blechwandungen gebildet und durch aufgenietete diagonale Winkeleisen verstärkt sind; die untere Gurtung dieser Querträger besteht aus vier Winkeleisen, welche zugleich ein rückwirkendes Element für die untere Windverstrebung bilden; ihr Querschnitt beträgt nach Abzug der Nietlöcher 70 □ Cent.; die obere Gurtung besteht aus zwei Winkeln und einem Flacheisen und hält ohne Nietenabzug 74 □ Cent.

Tabelle XLVIII.

$p = 3180^k$, $k = 5440$, $l = 50,2$, $\mathfrak{H} = 7,02_m$, $\sin\varphi = 0,745$

Index m =	1	2	3	4	5
max $\mathfrak{M}'_m$	594,7 mts	1018,7	1273,0	1357,8	1273,0
$O_m = \frac{\mathfrak{M}'_m}{\mathfrak{H}}$	84,86 ts	145,52	181,86	193,98	181,86
Ω in □ Cent.	228	314	375	397	375
$\frac{\mathfrak{B}}{\mathfrak{B}_m}$	1,54	1,30	1,26	1,24	1,26
$\mathfrak{B} = \frac{O_m}{\Omega} \cdot \frac{\mathfrak{B}}{\mathfrak{B}_m}$	573 k	602	611	606	611
$U_m = \frac{\mathfrak{M}'_{m-1}}{\mathfrak{H}}$		84,86 ts	145,32	181,86	145,52
Ω in □ Cent.		144	245	303	245
$\mathfrak{A} = \frac{U_m}{\Omega}$		589	594	600	594
$\mathfrak{V}'_m$	96,8 ts	74,0	51,2	28,5	8,0
$N_m = \mathfrak{V}'_m \frac{1}{\sin\varphi}$	130,0 ts	99,36	68,64	38,2	10,74
ω_m in □ Cent.	215	160	111	66	29
$\mathfrak{A} = \frac{N_m}{\omega}$	605 k	620	616	579	370
max V_m = max $\mathfrak{V}'_{m+1}$ + P'_0	74,0 + 3,0 = 77,0 ts	51,2 + 3,0 = 54,2	28,5 + 3,0 = 31,5	8,0 + 3,0 = 11,0	
ω_m in □ Cent.	182	140	100	80	
$\frac{\mathfrak{B}}{\mathfrak{B}_m}$	1,56	1,80	2,00	2,60	
$\mathfrak{B}$ = max $V_m \cdot \frac{1}{\omega} \cdot \frac{\mathfrak{B}}{\mathfrak{B}_m}$	660 k	697	630	378	

Fig. 175.



Für die Berechnung der Querträger hat man zunächst die Last P zu bestimmen, welche an jedem der beiden Lastpunkte (Vertikalstützen) wirkend gedacht ist; diese Last P setzt sich aus dem Eigengewicht $P_,$ und der Verkehrslast $P_{,,}$ zusammen.

Das Eigengewicht beträgt per laufenden Meter:

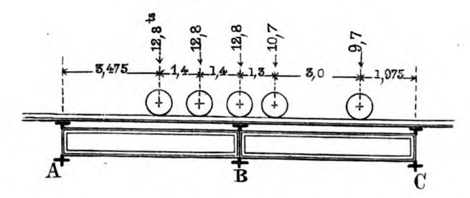
Querträger	200
Schwellenträger . .	434
Oberbau	546
zus.	1180 Kilo.

somit ist bei 6,275 M. Querträger Distanz:

$$2 \cdot P_, = 1180 \cdot 6{,}275 = 7404^k \text{ und } P_, = 3702^k.$$

Die Verkehrslast $P_{,,}$ ist durch die ungünstigste Stellung einer Locomotive bestimmt, wie solches durch Fig. 176 dargestellt ist;

Fig. 176.



nach dem Hebelgesetz ist der Druck auf den mittleren der gezeichneten drei Querträger:

$$B = 12{,}8 \frac{3{,}475 + 4{,}875}{6{,}275} + 12{,}8 + 10{,}7 \frac{4{,}975}{6{,}275} + 9{,}7 \frac{1{,}975}{6{,}275}$$
$$= 41{,}4 \text{ tons},$$

woraus $P_{,,} = \frac{B}{2} = 20{,}7$ tons und schliesslich

$$P = P_, + P_{,,} = 3{,}7 + 20{,}7 = 24{,}4 \text{ tons sich ergiebt.}$$

Durch Anwendung des Hebelgesetzes, speziell der Gleichungen 170)—173) erhält man:

$$\mathfrak{M}_1 = \mathfrak{M}_2 = P \cdot x = 24{,}4 \times 1{,}55 = 37{,}82 \text{ tons}$$

und hieraus nach Gleichung 216):

$$U_2 = O_1 = O_2 = \frac{\mathfrak{M}_1}{\mathfrak{H}} = \frac{37820}{1{,}37} = 27600 \text{ Kilo},$$

woraus endlich für die obere Gurtung:

$$\mathfrak{B}_m = \frac{27600}{74} = 373 \text{ Kilo} \quad . \; . \; . \; . \; . \quad \text{I.}$$

und für die untere Gurtung:

$$\mathfrak{A} = \frac{27600}{70} = 394 \text{ Kilo} \quad . \; . \; . \; . \; . \quad \text{II.}$$

Die Schwellenträger haben volle Blechwandungen auf ihre ganze Länge erhalten und werden nach Gleichung 158) berechnet, nachdem max $\mathfrak{M}$ wiederum durch die grösste Verkehrsbelastung bestimmt worden ist; das Verfahren ist in N⁰. **110**. eingehend dargestellt.

154. Die Berechnungsweise, welche von den Ingenieuren der k. bayr. Staatsbahn im vorliegenden Falle angewendet wurde, ist dieselbe, welche in der Zeitschrift des bayrischen Architecten- und Ingenieurvereins bei der Beschreibung der Ingolstadter Donaubrücke veröffentlicht wurde. (Jahrgang 1869.) Es wird nämlich eine ideelle Spannung von 1200 Kilo per □Centimeter zu Grunde gelegt, welche Spannung durch das 1,2fache Eigengewicht und die 2 ½ bis 3½fache Verkehrslast hervorgebracht würde; im vorliegenden Falle wurde die Verkehrslast bei den Hauptträgern 2½fach, bei der Fahrbahn 3½fach gerechnet.

Für die Hauptträger haben wir nach den obigen Gewichtsangaben:

$$\frac{p}{q} = 0{,}37 \qquad \frac{k}{q} = 0{,}63\,,$$

somit ist, wenn wir mit $\mathfrak{A}$ die wirklich vorhandene Totalspannung bezeichnen, bei gleichförmig vertheilter Maximallast:

die Spannung in Folge des Eigengewichts $\mathfrak{A}_p = 0{,}37\,\mathfrak{A}$,
„ „ „ „ der Verkehrslast $\mathfrak{A}_k = 0{,}63\,\mathfrak{A}$.

Als ideelle Summe der in obiger Weise vergrösserten Gurtungsspannungen $\mathfrak{A}_p$ und $\mathfrak{A}_k$ ergiebt sich:

$$1{,}2\,.\,(0{,}37\,\mathfrak{A}) + 2{,}5\,(0{,}63\,\mathfrak{A}) = 1200 \text{ Kilo}\,,$$

woraus als wirklich vorhandene Spannung folgt:

$$\mathfrak{A} = \frac{1200}{2{,}0} = 600 \text{ Kilo}\,,$$

welche Spannung hienach für die Gurtungen — deren grösste Anstrengung bei gleichförmig vertheilter Maximallast stattfindet — in Aussicht genommen ist.

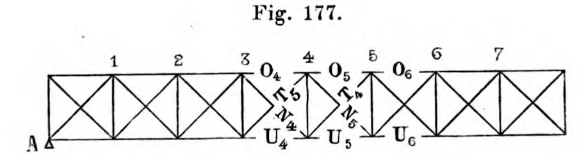
Unsere Berechnungsweise hat uns, wie aus Tabelle XLVIII. ersichtlich, für die Gurtungen und Diagonalen sehr annähernd die beabsichtigte Spannung von 600 Kilogramm gegeben, während bei den Vertikalen eine etwas grössere Differenz sich zeigt; der Umstand, dass wir im Allgemeinen stärkere Spannungen erhalten haben,

beweist, dass unser Verfahren die ungünstigsten einseitigen Belastungen gebührend berücksichtigt.

155. Das doppelte symmetrische System mit horizontalen Gurtungen wird meist in der Weise angewendet, dass die gleichnummerigen (in denselben Vertikalen befindlichen) Knotenpunkte mittelst leichter Vertikalständer verbunden sind, welch letztere nur zur gleichmässigen Vertheilung der Last auf die beiden Gurtungen dienen; nach N⁰. **142.** trifft diese Voraussetzung bei entsprechend geringer Stärke der Vertikalen zu, wenn die in demselben Fache befindlichen, gezogenen und gedrückten Streben annähernd gleiche Widerstandsfähigkeit haben (wobei der gedrückte Querschnitt im Verhältniss $\frac{\mathfrak{B}}{\mathfrak{B}_m}$ grösser anzunehmen ist).

Anmerk. Wenn die gedrückten Streben übermässig stark construirt würden, oder aber umgekehrt wegen Mangels an Steifigkeit sich ausbiegen würden, so wäre die betreffende Construction als combinirtes Sytem zu betrachten, und zwar um so mehr, wenn die Vertikalständer vermöge zu übermässiger Querschnittdimensionen die Vertheilung der Strebenkräfte beeinflussten.

Fig. 177.



Indem wir die in N⁰. **135.** angenommenen Bezeichnungen beibehalten, erhalten wir durch Vereinfachung der in N⁰. **140.** gegebenen Formeln:

a) für die Gurtungen:

$$O_m = U_m = \frac{\mathfrak{M}'_{m-1/2}}{\mathfrak{H}} \quad \ldots \ldots \quad 221)$$

$$\left.\begin{aligned} \mathfrak{B}_m \text{ (oder } \mathfrak{A}) &= \frac{O_m}{\Omega} \\ \mathfrak{A} \text{ (oder } \mathfrak{B}_m) &= \frac{U_m}{\Omega} \end{aligned}\right\} \quad \ldots \ldots \quad 222)$$

und zwar ist beim frei aufliegenden Träger, wie mehrfach erwähnt, die untere Gurtung stets gezogen, die obere Gurtung stets gedrückt.

b) Für die Streben nach Gleichung 195):

$$\left.\begin{aligned} N_m &= \mathfrak{V}'_m \frac{1}{\sin\varphi} \\ T_m &= \mathfrak{V}'_m \frac{1}{\sin\psi} \end{aligned}\right\} \quad \ldots \ldots \quad 223)$$

wo in Folge der Gleichheit der Winkel φ und ψ die Werthe N_m und T_m identisch sind. — Indem wir nun annehmen, dass mit N diejenigen Streben bezeichnet sind, deren Kopfende gegen das linke Auflager A gerichtet sind und sodann nur dasjenige Trägerstück betrachten, welches zwischen A und dem Punkte $\mathfrak{V} = o$ sich befindet, so ist:

$$\mathfrak{A} = \frac{N_m}{\omega} = \frac{1}{\omega} \frac{\mathfrak{V}'_m}{\sin \varphi} \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad 224)$$

$$\mathfrak{B}_m = \frac{T_m}{\omega} = \frac{1}{\omega} \frac{\mathfrak{V}'_m}{\sin \psi} \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad 225)$$

Zur Bestimmung der zunächst beim Auflager A befindlichen äussersten Lage des Punktes $\mathfrak{V} = o$ müssen wir uns die Last von B gegen A bis zum genannten Punkte vorgerückt denken, welcher Punkt durch Gleichung 99), beziehungsweise 207) gegeben ist. — Damit jedoch das Fach, inner welches der genannte Punkt $\mathfrak{V} = o$ fällt, auch wirklich gezogene N und gedrückte T enthält, ist nothwendig, dass der zunächst rechts (gegen B) gelegene Knotenpunkt ein grösseres $\mathfrak{M}$ zeige, als der zunächst links gelegene (vergl. die Regeln in N°. **134**.).

156. Als Beispiel eines symmetrischen doppelten Fachwerks wählen wir die Brenzbrücke bei Königsbronn, welche im Jahre 1864 auf der Linie Aalen-Heidenheim erbaut wurde. Die Spannweite beträgt 19,25 M. und sind die übrigen Abmessungen für die Construction der Brücke auf Tafel XI. gegeben.

Hienach bestehen die beiden Gurtungen aus je zwei Winkeleisen und aus zwei Flacheisen von 8½ Zoll württembergisch. (24,3 Cent.) Breite und 4 Zoll (11,4 Cent.) Dicke; in denjenigen Fachen, in welchen Stösse der Flacheisen vorkommen, ist je eines der Flacheisen (welches als Stossplatte dient), in Abzug zu bringen (zu vergl. N°. **54**. und **55**.); die Winkeleisen haben an den Stössen besondere Stossplatten erhalten.

Die Gurtungswinkel umfassen polygonale Futterbleche, welche zu Befestigung der Streben und Vertikalen dienen.

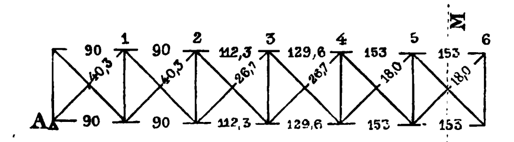
Die Diagonalstreben haben durchaus ⊥ förmigen Querschnitt, indem etwa die Hälfte der gezogenen Stäbe bei einseitiger Belastung auch auf Druck in Anspruch genommen werden kann; in den Endfeldern sind die ⊥ Eisen durch aufgenietete Flacheisen verstärkt; letztere sind insoweit gekröpft (d. h. aus der Vertikalebene gerückt), dass die Befestigung der Streben an die genannten Futterbleche mittelst doppelschnittiger Nieten geschehen konnte; der letztere Zweck ist bei den übrigen Diagonalen mittelst kurzer Beilagen erreicht.

Die Vertikalständer bestehen aus leichten doppelten Winkeleisen, welche zur Aufnahme der Fahrbahn dienen und das Ge-

wicht der letztern auf beide Gurtungen gleichmässig vertheilen sollen.

Die Fahrbahntafel konnte sehr leicht werden, da die Querdistanz der Hauptträger nur 9′ (oder 2,57 M.), der Längenabstand der Querträger nur 6,1′ (oder 1,74 M.) beträgt.

Fig. 178.



Die Fig. 178 giebt für sämmtliche Fachwerksglieder diejenigen Querschnittsdimensionen an, welche in die Rechnung einzuführen sind, und zwar angegeben in □Centimetern.

157. Die Verkehrsbelastung kann für die vorstehend beschriebene Brücke direct nach den in Tab. XVII^a. gegebenen Angaben bestimmt werden, indem bei den Brücken der württembergischen Staatsbahn die in genannter Tabelle angenommene Güterlokomotive massgebend ist.

Bei einer Spannweite von $19{,}25^m$ finden wir aus Tab. XVII^a

$$p = 1450 \text{ k} \qquad k = 4660 \text{ k}$$
$$q = 6110 \text{ k} \qquad k^1 = 6600 \text{ k}$$
$$\frac{k + k^1}{2} = 5630 \text{ k}$$
$$q_0 = p + \frac{k + k^1}{2} = 7080 \text{ k},$$

woraus die hauptsächlichsten Grössen wie folgt bestimmt werden: Grösstes Angriffsmoment in der Trägermitte:

$$\text{M max } \mathfrak{M} = \frac{q\,l^2}{8} = 282{,}6 \text{ mts.} \quad \ldots\ldots \quad \text{I.}$$

Grösste Vertikalkraft am Auflager:

$$\text{M max } \mathfrak{V} = \frac{q_0\,l}{2} = 68{,}14 \text{ tons} \quad \ldots\ldots \quad \text{II.}$$

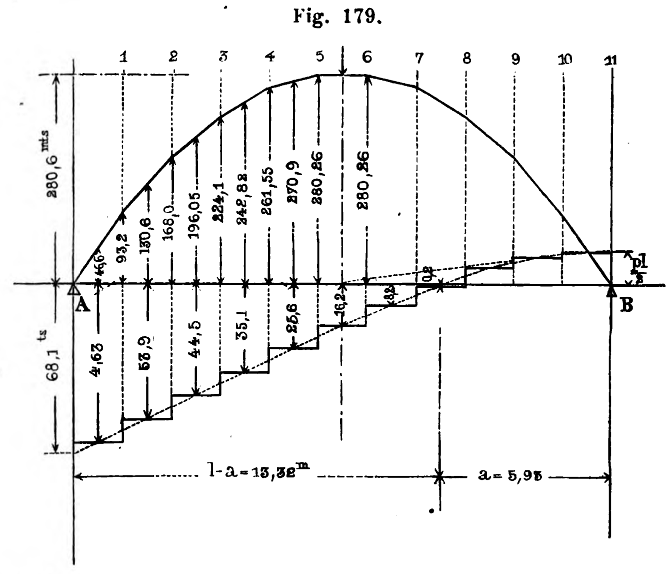
Grösste Vertikalkraft in der Trägermitte:

$$\max \mathfrak{V}_{1/2\,l} = \frac{k^1\,l}{8} = 16{,}156 \text{ tons} \quad \ldots\ldots \quad \text{III.}$$

Kleinste Vertikalkraft am Auflager:

$$\min \mathfrak{V}_l = \frac{p\,l}{2} = 13{,}95 \text{ tons} \quad \ldots\ldots\ldots \quad \text{IV.}$$

Fig. 179.



Aeusserste Lage des Punkts $\mathfrak{V} = o$ nach Gleichung 207:

$$\left.\begin{aligned} a &= l\left\{0{,}22 \pm \sqrt{0{,}22 + 0{,}22^2}\right\} = 5{,}93^m \\ l - a &= 13{,}32^m \end{aligned}\right\} \text{V.}$$

Mittelst vorstehend berechneter Grössen ist die Figur 179) nach Anleitung des in N^0. **144**. gegebenen Verfahrens construirt worden und erhalten wir aus genannter Figur 179 nachstehende Werthe:

a) für die grössten Angriffsmomente $\mathfrak{M}$ mit Hilfe von Gleichung 215):

$\mathfrak{M}_1$	$\mathfrak{M}_2$	$\mathfrak{M}_3$	$\mathfrak{M}_4$	$\mathfrak{M}_5$	$\mathfrak{M}_6$
93,2^{mts}	168,0	224,1	261,55	280,3	280,3

$\mathfrak{M}_{1/2}$	$\mathfrak{M}_{3/2}$	$\mathfrak{M}_{5/2}$	$\mathfrak{M}_{7/2}$	$\mathfrak{M}_{9/2}$	$\mathfrak{M}_{11/2}$
46,6^{mts}	130,6	196,05	242,8	270,9	28,3

b) für die grössten Vertikalkräfte:

$\mathfrak{V}_1$	$\mathfrak{V}_2$	$\mathfrak{V}_3$	$\mathfrak{V}_4$	$\mathfrak{V}_5$	$\mathfrak{V}_6$
63,4^{ts}	53,9	44,5	35,1	25,6	16,2.

Vorstehende Werthe in Verbindung mit den Gleichungen 221) — 225) und der Fig. 178, welche letztere die Querschnittdimensionen der einzelnen Fachwerksglieder enthält, geben uns in Tabelle XLIX. die grössten Spannungen, beziehungsweise Pressungen in den Gurtungen, sowie in den Streben.

Die Gurtungs-Spannungen und Pressungen sind in dieser Tabelle ziemlich niedrig, indem bei der der Ausführung zu Grunde gelegten Rechnung etwas ungünstigere Axendistanzen für die damals noch nicht genau festgestellte Güterlokomotive angenommen worden waren.

Tabelle XLIX.

$l = 19.25^m \quad \mathfrak{H} = 1{,}8^m \quad \sin\varphi = 0{,}745$

Index m =	1	2	3	4	5	6
Angriffsmoment $\mathfrak{M}'_{m-1/2}$	23,3 mts	65,3	98,02	121,40	135,45	140,15
$O_m = U_m = \frac{\mathfrak{M}'_{m-1/2}}{\mathfrak{H}}$	12,94 ts	36,28	54,46	67,45	75,25	77,85
Gurtungsquerschnitt Ω in □Cent.	90,0	90,0	112,3	129,6	153,0	153,0
$\mathfrak{A}$ od. $\mathfrak{B}_m = \frac{O_m}{\Omega}$ od. $\frac{U_m}{\Omega}$	144	403	482	523	492	509
Vertikalkraft $\mathfrak{V}'_m$	31,7 ts	26,95	22,25	17,55	12,80	8,05
$N_m = T_m = {}^1/_2 \frac{\mathfrak{V}'_m}{\sin\varphi}$	22,42 ts	19,06	15,73	12,41	9,05	5,69
Strebenquerschnitt ω in □Cent.	40,3	40,3	26,7	26,7	18,0	18,0
$\mathfrak{A}$ oder $\mathfrak{B}_m = \frac{N_m}{\omega}$	556	472	589	465	503	316

Die Querträger sind zwar in der Mitte durch eine Querabsteifung gefasst (vergl. Tafel XI.), doch hat letztere keinen Einfluss auf das grösste Angriffsmoment, welches bei den gegebenen Hebelverhältnissen jedenfalls an den Lastpunkten der Querträger stattfindet und nach Fig. 95 (Fall 12 der Tabelle XXVIII.) durch die Gleichung

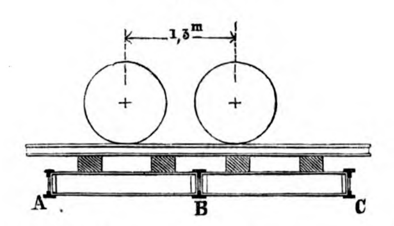
$$\max \mathfrak{M} = P\lambda$$

gegeben ist, wo P das in jedem der Lastpunkte eintretende Gewicht, λ den Abstand der Lastpunkte von den Auflagern bezeichnet.

Die grösste Verkehrsbelastung P_1 beträgt nach umstehender Skizze (Fig. 180) für jeden Lastpunkt:

$$({}^3/_4 + {}^1/_2)\ 6000 = 7500 \text{ Kilo},$$

Fig. 180.



so dass P mit Berücksichtigung des Eigengewichts gleich 7800 K. gesetzt werden darf. — λ findet sich aus Tafel XI. gleich 0,5 m und erhält man hienach:

$$\max \mathfrak{M} = P \lambda = 0{,}5 \times 7800 = 3800 \text{ KM.}$$

Nach Gleichung 158) ist grösste Gurtungsspannung:

$$\mathfrak{A} = \frac{\max \mathfrak{M}}{\frac{\mathfrak{H}_0^{\,2}}{H} (\Omega + {}^1/_6 \, \delta \, \mathfrak{H}_0)}$$

es ist aber:

$$\mathfrak{H}_0 = 26 \text{ Cent. } \frac{\mathfrak{H}_0}{H} = \frac{26}{29} \quad \Omega = 26{,}0 \,\square\text{Cent.}, \ \delta = 1 \text{ Cent.},$$

woraus schliesslich:

$$\mathfrak{A} = \frac{3800}{0{,}91 \times 0{,}26 \times (26 + 4{,}33)} = 535 \text{ Kilo}$$

folgt.

Die grösste Belastung der Schwellenträger ist in Fig. 181 dargestellt und erhält man nach dem Hebelgesetz:

$$A = ({}^3/_4 + {}^1/_8)\, 6000 = 5250 \text{ K},$$

woraus das Angriffsmoment $\mathfrak{M}'$ an den zunächst A befindlichen Querschwellen gleich 5250 × 0,43 = 2257,3 KM. sich ergiebt. — Wenn die Spannung nicht über 500 K. betragen soll, so müssen wir in Tabelle XXIX., welche für 600 K. Spannung berechnet ist, ein Angriffsmoment von mindestens $^6/_5$. 2257 = 2708 KM. Widerstandsmoment aufsuchen, wobei uns noch die Höhe der Schwellenträger mit 26 Cent. gegeben ist. — Die grösste Annäherung wird bei dem in Fig. 104 gezeichneten Querschnitt erreicht, woselbst bei einem Trägergewicht von 50,7 K. per Meter und und einer Trägerhöhe von 25,7 C. ein Widerstandsmoment von 3088 KM. verzeichnet ist. — Der in der Ausführung gewählte Querschnitt hat ein dieser Berechnung entsprechendes Gewicht erhalten.

158. Die Eisenconstruction hat in der Ausführung folgende Gewichte ergeben:

Hauptträger	15270 K	
Hiezu Windkreuze und Absteifung der schiefen Enden	565 K	
		15835 K
Fahrbahn:		
Querträger	3162 K	
Schwellenträger:		
von I Eisen	1910 K	
Blechträger an den Enden. .	600 K	
Schrauben zur Befestigung der Fahrbahn.	253 K	
		5925 K
	Total	21760 K

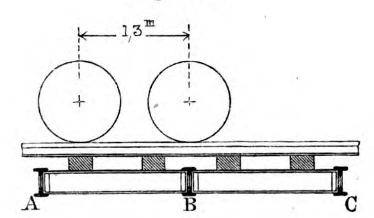
Es ist hienach das Eisengewicht per Meter bei 19,25 m Spannweite:

$$p_1 = 42{,}7\ l + 308 = 1130 \text{ Kilo} \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad \text{I.}$$

Für den Oberbau ist entsprechend der Tabelle XXXVI. per Meter 262 K. hinzuzufügen, woraus

$$p = 42{,}7\ l + 570 = 1392 \text{ Kilo} \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad \text{II.}$$

Fig. 181.



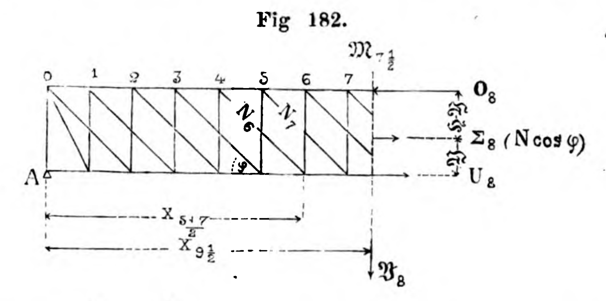
sich ergiebt, was mit der obigen Gewichtsannahme gut stimmt, obgleich die Hauptträger, wie schon oben erläutert, etwas stark construirt sind.

158. Das mehrfache unsymmetrische System mit horizontalen Gurtungen wird bei Eisenconstructionen meist in der Weise angewendet, dass die Diagonalstreben nur auf Zug in Anspruch genommen, also zunächst den Auflagern mit ihren Kopfenden gegen letztere gerichtet sind, wie in Fig. 182 dargestellt ist; die Vertikalen sind hiebei vorzugsweise auf Druck in Anspruch genommen.

Wenn wir die in N⁰. **135**. aufgeführten Bezeichnungen beibehalten, so erhalten wir beim n fachen System nach Anleitung von N⁰. **139**. und **140**.:

a) für eine schiefe Strebe, deren beiden Endpunkte mit m und m′ bezeichnet sind, nach Gleichung 196):

Fig 182.



$$N_m = \frac{1}{n} \cdot \frac{1}{\sin \varphi} \cdot \mathfrak{B}'_{1/2\,(m+m')} \quad \ldots \ldots \quad 226)$$

b) für die Vertikalständer nach Gleichung 197[a]):

$$V_m = \frac{1}{n} \cdot \mathfrak{B}'_{1/2\,(m+m')} - P u'_m \quad \ldots \ldots \quad 227)$$

Nach N⁰. **151**. erleidet übrigens im Falle der von B bis zur Mitte von (m + m') vorgerückten Last nicht V_m, sondern $V_{m'}$ die grösstmögliche Anstrengung; für diese Vertikale ist alsdann

$$V_m = \frac{1}{n} \mathfrak{B}'_{1/2\,(m+m')} + P'_{0\,m'} \quad \ldots \ldots \quad 227^a)$$

Bei constantem k sind die Werthe $V_{m'}$ grösser als die nach Gleichung 227) gefundenen Werthe V_{m-2} um die Grösse ¼ k d (vergl. N⁰. **151**).

Sind sämmtliche Strebenkräfte nach vorstehenden Gleichungen bestimmt, so erhalten wir:

c) für die Gurtungen:

$$O_m = \frac{\mathfrak{M}'_{m-1/2}}{\mathfrak{H}} + \frac{\mathfrak{Y}}{\mathfrak{H}} \cdot \Sigma_m (N \cos \varphi) \quad \ldots \quad 228)$$

$$U_m = \frac{\mathfrak{M}'_{m-1/2}}{\mathfrak{H}} - \frac{\mathfrak{H} - \mathfrak{Y}}{\mathfrak{H}} \Sigma_m (N \cos \varphi) \quad \ldots \ldots \quad 229)$$

In den Gleichungen 226)—229) ist das in Fig. 182 dargestellte linkseitige freie Ende eines freiliegenden oder continuirlichen Trägers vorausgesetzt; in abweichendem Falle sind die betreffenden Vorzeichen zu berücksichtigen.

Die Gurtungen erleiden ihre grösste Anstrengung, wenn $\mathfrak{M}$ seinen grössten Werth erreicht; es folgt aber aus den Gleichungen 228) und 229), dass man bei Berechnung der Gurtungskräfte die gleichzeitigen Strebenkräfte kennen muss, d. h. es müssen zu diesem Zwecke die Strebenkräfte für den Fall der gleichförmig vertheilten Maximallast berechnet werden.

Für die Streben tritt max $\mathfrak{B}$ dann ein, wenn die Last von B je zur Mitte der betrachteten Strebe vorgerückt ist, in welchem Falle die Vertikalkraft durch max $\mathfrak{B}'_{1/2\,(m+m')}$ dargestellt ist; wenn z. B. eine Strebe vom Knotenpunkte (7) bis zum Knotenpunkte

(10) reicht, so ist für diese Strebe die grösste Vertikalkraft durch max $\mathfrak{V}_{1/2\,(7+10)}$ dargestellt. — Wie vorstehend entwickelt, dient dieselbe Vertikalkraft zur Bestimmung der grössten Kraft in den Vertikalen m und m′, was durch unmittelbare Einsetzung dieser Grösse in Gleichung 227) beziehungsweise 227[a]) geschieht.

Die Grösse P_u ist hiebei, wenn wir das Eigengewicht $p = Cl + F$ (siehe Gleichung 213) und die Fachweite $= d$ setzen, ausgedrückt durch:

$$P_u = \left\{ k_m + \frac{Cl}{2} + F \right\} d \quad . \quad . \quad . \quad . \quad 230)$$

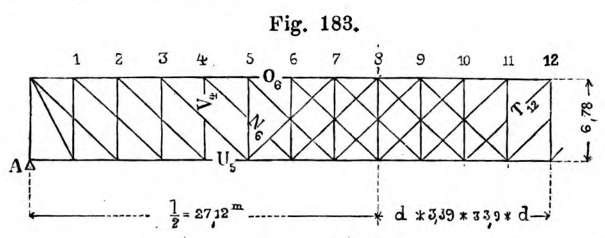
und wird P'_u durch Reduction auf einen Hauptträger hieraus erhalten; bei variabler Fachweite bezeichnet d den mittlern Werth der links und rechts stattfindenden Fachweiten.

159. Als Beispiel eines mehrfachen unsymmetrischen Systems mit horizontalen Trägern wählen wir die Eisenbahnbrücke über die Donau bei Ingolstadt, welche in der Zeitschrift des bayrischen Architecten- und Ingenieurvereins, Jahrgang 1869, veröffentlicht ist.

Diese Brücke hat 3 Oeffnungen von je 52,54[m] Lichtweite, welche mit freiaufliegenden Trägern von 54,24[m] Stützweite überspannt sind; Tafel XII. stellt eine dieser Oeffnungen dar; wir ersehen hieraus, dass die theoretische Trägerhöhe, d. h. die Distanz der Gurtungsschwerpunkte 6,78[m] beträgt, welche Höhe die Anbringung einer zweiten obern Querverbindung gestattete, da die Fahrbahn mit Rücksicht auf das Hochwasser unterhalb angebracht ist.

Die einzelnen Fachwerksglieder sind ganz ähnlich construirt, wie bei der oben beschriebenen Münchner Isarbrücke, wesshalb wir bezüglich der Details der Gurtungen und Vertikalständer auf die Figuren 166, 167 und 169—171, soweit nicht Abweichungen aus Tafel XII. sich ergeben, verweisen. — Die beiden Brücken sind auch insofern zur Vergleichung geeignet, als dieselben nahezu dieselbe Spannweite haben nnd beide von Klett & Comp. in Nürnberg zur Anfertigung übernommen und unter Direction des Herrn H. Gerber ausgeführt wurden.

Fig. 183.



Der wesentliche Unterschied beider Brücken besteht darin, dass bei der Donaubrücke ein doppeltes System angewendet wurde (s. Fig. 183), welches die Distanz der Knotenpunkte auf die Hälfte

reduzirt; diese Reduction wirkt beim Hauptträger günstig bezüglich der rückwirkenden Festigkeit der obern Gurtung, ungünstig bezüglich des Gewichts der Vertikalständer, welche letzteren beim doppelten System ohne Beeinträchtigung der relativen Festigkeit nicht halb so stark sein können, als beim einfachen.

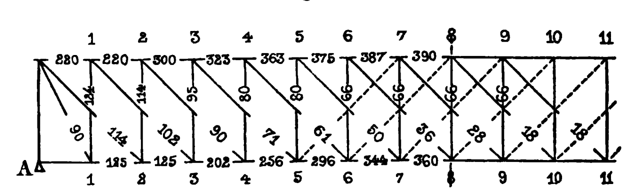
Aehnlich verhält es sich beim Gewichte der Fahrbahn; während nämlich die Schwellenträger beim doppelten System der Donaubrücke entschieden leichter sind, als die 6,275 m langen Schwellenträger der Isarbrücke, so ist anderseits dort das Gewicht der Querträger desshalb grösser, weil die Anzahl der Querträger doppelt, das Gewicht des einzelnen Querträgers aber nicht in demselben Verhältnisse geringer ist.

Eine Vergleichung des Gewichts dieser Brücken ist von um so grösserem Interesse, als beide Brücken in jeder Beziehung sorgfältigst construirt und ganz geeignet sind, der Anwendung der unsymmetrischen Systeme weitere Ausdehnung zu verschaffen. Hiebei können wir jedoch nicht umhin, auf einen wesentlichen Unterschied zwischen dem symmetrischen und unsymmetrischen System aufmerksam zu machen.

Vergleichen wir nämlich das doppelte symmetrische System, Fig. 177 und Gleichungen 221)—225), mit dem doppelten unsymmetrischen System, Fig. 128 und Gleichungen 226)—229), so finden wir, dass bei gleicher Spannweite, gleicher Trägerhöhe und übereinstimmenden Strebenwinkeln die Zahl und Länge sämmtlicher schiefen Streben, sowie die in denselben wirkenden Kräfte in beiden Fällen dieselben sind, wie auch die Formeln 223) und 226) (letztere für n = 2) dieselbe Stärke der Streben angeben; man erspart also beim symmetrischen System, entsprechende Steifigkeit der Streben gegen Druck vorausgesetzt, den grössten Theil des Gewichts der Vertikalständer, welche letztere bei diesem System blos zur Uebertragung des halben Fahrbahngewichts dienen, beziehungsweise durch eine demselben Zwecke dienende Verstärkung der schiefen Streben ersetzt sein können.

Es kommt nun lediglich auf die näheren Verhältnisse an, ob dieser entschiedene Vortheil der symmetrischen Systeme nicht etwa durch andere Umstände ganz oder theilweise aufgehoben oder ob

Fig. 184.



er nach Umständen vollständig erhalten werden kann; keinenfalls kann aber a priori dem unsymmetrischen System ein unbedingter, theoretischer Vortheil zugeschrieben werden.

160. Uebergehend zur Berechnung der Ingolstadter Donaubrücke stellen wir zunächst in Fig. 184 die Querschnittdimensionen sämmtlicher Fachwerksglieder zusammen, wie dieselben in der Mittheilung der Zeitschrift des bayrischen Architecten- und Ingenieurvereins gegeben sind.

Ebendaselbst finden wir das Eigengewicht der Brücke zu 3440 K., die variable Last zu 4840 K. per Meter und Geleise angegeben, woraus $q = p + k = 8280$ K. sich ergiebt; wir setzen $k_1 = k$ und $q_1 = q$, indem dieselbe Belastungsweise wie in N⁰. **152.** angenommen wurde. — Aus vorstehenden Gewichtsangaben folgt:

Grösstes Angriffsmoment in der Trägermitte:

$$M \max \mathfrak{M} = \frac{q\,l^2}{8} = \frac{8280}{8}\,54{,}24^2 = 3040{,}5 \text{ mts.} \quad \ldots \quad \text{I.}$$

Grösste Vertikalkraft am Auflager:

$$\max \mathfrak{V}_1 = \frac{q\,l}{2} = 8280\,\frac{54{,}24}{2} = 224{,}4 \text{ tons} \quad \ldots \quad \text{II.}$$

Grösste Vertikalkraft in der Trägermitte:

$$\max \mathfrak{V}_{1/2\,l} = \frac{k\,l}{8} = 4840\,.\,\frac{54{,}24}{8} = 32{,}8 \text{ tons} \quad \ldots \quad \text{III.}$$

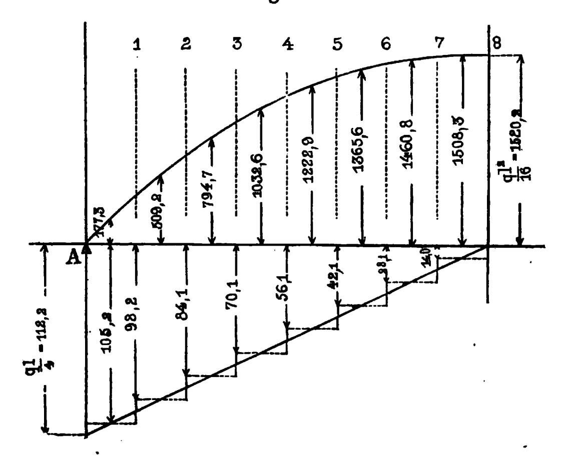
Kleinste Vertikalkraft am Auflager:

$$\min \mathfrak{V}_1 = \frac{p\,l}{2} = \frac{3440\,.\,54{,}24}{2} = 9{,}32 \text{ tons} \quad \ldots \quad \text{IV.}$$

Aeusserste Lage des Punkts $\mathfrak{V} = o$:

$$\left.\begin{aligned} a &= 54{,}24\left\{\frac{3440}{7850} \pm \sqrt{0{,}711 + 0{,}711^2}\right\} = 21{,}31^m \\ l - a &= 54{,}24 - 21{,}31 = 32{,}93^m \end{aligned}\right\} \quad \ldots \quad \text{V.}$$

Fig. 185.



Tabelle

$q = 8280^{k}$ $l = 54{,}24^{m}$

Index m =	1	2	3
max $\mathfrak{V}'_{1/2(m+m')}$	105,2ts	98,2	84,1
$\sin\varphi$	0,899	0,707	0,707
$N_m = \frac{1}{2}\mathfrak{V}'_{1/2(m+m')}\frac{1}{\sin\varphi}$	58,5ts	69,4	59,5
$\cos\varphi$	0,448	0,707	0,707
$N_m \cos\varphi$	26,3ts	49,1	42,05
$\Sigma_m (N\cos\varphi)$	26,3 49,1 75,4	49,1 42,05 91,15	42,05 35,05 77,10
$\mathfrak{Y}$	4,50m	3,27	3,25
$\mathfrak{H} - \mathfrak{Y}$	2,28m	3,51	3,53
$\mathfrak{M}'_{m-1/2}$	177,3mts	509,2	794,7
$O_m = \frac{\mathfrak{M}'_{m-1/2}}{\mathfrak{H}} + \frac{\mathfrak{Y}}{\mathfrak{H}}\Sigma_m(N\cos\varphi)$	76,1ts	119,0	154,2
Ω	220	220	300
$\mathfrak{B}_m = O_m\frac{1}{\Omega}$	386k	541	514
$U_m = \frac{\mathfrak{M}'_{m-1/2}}{\mathfrak{H}} - \frac{\mathfrak{H}-\mathfrak{Y}}{\mathfrak{H}}\Sigma_m(\cos\varphi)$		27,9ts	27,1
Ω		125	125
$\mathfrak{A} = U_m\frac{1}{\Omega}$		223k	616

L.

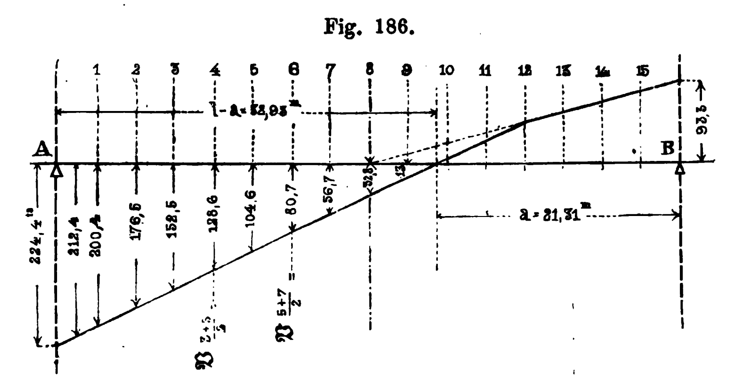
$\mathfrak{H} = 6{,}78^m$.

4	5	6	7	8
70,1	56,1	42,1	28,1	14,0
0,707	0,707	0,707	0,707	0,707
49,6	39,7	29,8	199,	9,9
0,707	0,707	0,707	0,707	0,707
35,05	28,05	21,05	14,05	7,00
35,05 28,05 63,1	28,05 21,05 49,1	21,05 14,05 35,1	14,05 7, 0 21,05	7,0
3,21	3,15	3,06	2,83	1,7
3,57	3,63	3,72	3.95	5,1
1032,6	1222,9	1365,6	1460,8	1508,3
182,2	203,1	217,2	224,2	224,2
323	363	375	387	390
564	560	579	579	574
119,0	154,0	182,1	203,2	220,7
202	256	296	364	360
589	602	612	591	613

Zur Bestimmung der **grössten Gurtungskräfte** hat man für jede Fachmitte $\mathfrak{M}$ für die gleichförmig vertheilte Maximallast zu bestimmen, was am beqeumsten nach Gleichung 174) geschieht; man bedarf aber nach den Gleichungen 228) und 229) zur Bestimmung der Gurtungskräfte auch die gleichzeitigen Strebenkräfte, welche durch die bei gleichförmiger Maximallast stattfindenden Vertikalkräfte bestimmt werden. Es sind daher in Figur 185 (s. Seite 67) für sämmtliche Fachmitten die einzelnen max $\mathfrak{M}$ und für sämmtliche Strebenmitten die gleichzeitigen $\mathfrak{V}$ eingetragen.

Das ganze weitere Rechnungsverfahren ist in Tabelle L. dargestellt, woselbst zunächst die Werthe $\mathfrak{M}$ und $\mathfrak{V}$ aus Figur 185 eingesetzt und sodann die einzelnen Gurtungskräfte nach den Gleichungen 228) und 229) bestimmt sind; indem man sodann die Gurtungsquerschnitte aus Fig. 184 entnommen, erhält man schliesslich die grössten Spannungen und Pressungen mittelst Anwendung der Gleichungen 166) und 167).

Fig. 186.



Zu Bestimmung der **Strebenkräfte** sind die grössten Vertikalkräfte $\mathfrak{V}$ nothwendig, welche unter Zugrundelegung der oben sub II. — V. aufgeführten hauptsächlichsten Werthe in beistehender Figur 186 verzeichnet sind, Bewegung der Last von B nach A vorausgesetzt. — Es ist hiebei angenommen, dass max $\mathfrak{V}$ vom Auflager A bis zur Mitte und von da bis zur Abscisse $l - a$ (der äussersten Lage des Punkts $\mathfrak{V} = 0$) je gleichförmig abnimmt, so dass die zwischenliegenden Punkte durch eine einfache arithmetische Proportion sich ergeben. — Für jede Strebe ist nach N^0. **139.** das der betreffenden Strebenmitte entsprechende max $\mathfrak{V}_x$ massgebend und indem wir mit m und m′ die beiden Endpunkte der Strebe N_m bezeichnen, so ist für diese letztere die grösste Vertikalkraft durch den Ausdruck. max $\mathfrak{V}_{1/2(m+m')}$ bestimmt (indem die Abscisse der Strebenmitte das arithmetische Mittel aus den Abscissen der beiden Endpunkte ist); die nähere Bestimmung der Strebenkraft geschieht nach Gleichung 226).

Dieselbe Vertikalkraft dient auch mittelst Gleichung 227) zur Bestimmung der Kräfte in den Vertikalen V_m und $V_{m'}$, wie des Näheren aus den Gleichungen 227) und 227ª) ersichtlich. — Wegen Bestimmung der Kräfte P_o und P_u ist hier zu bemerken, dass das Eisengewicht der Brücke für die Hauptträger sammt Verspannungen per laufenden Meter 2224^k, für die Fahrbahntafel 685^k beträgt; für den Oberbau und Bedielung ist somit 431^k per Meter gerechnet.

Es sind nun in Tabelle LI. hienach die Kräfte in den schiefen Streben und Vertikalen zusammengestellt und die bezüglichen Querschnitte nach Massgabe von Fig. 184 beigesetzt; hieraus ergeben sich durch eine einfache Division die Spannungen $\mathfrak{A}$ und mittleren Pressungen $\mathfrak{B}_m$. — In den Vertikalen (9) und (10) herrscht bei Belastung bis (8) beziehungsweise (9) Zug, weil $P'u_m$ grösser als die Vertikalkraft $\mathfrak{B}'_m$ ist; weiterhin aber, das heisst in den Vertikalen 11 — 15 herrscht wieder Druck, indem jenseits der Abscisse 1—a die Strebenrichtung sich ändert und negative V nunmehr Druck bedeuten.

Wir entnehmen den Tabellen L. und LI., dass die grösste Spannung $\mathfrak{A}$ in den schiefen Streben sowohl, wie in den untern Gurtungen je durchschnittlich 600 K. beträgt, während die obere gedrückte Gurtung mit 570 K., die Vertikalständer in den äussern Fachen mit 350 Kilo in Anspruch genommen sind. Es ist letzteres ganz in Uebereinstimmung mit den Bemerkungen in N⁰. **159**., woselbst aufmerksam gemacht ist, dass die kleinere Entfernung der Knotenpunkte (gegenüber dem einfachen System) bei den obern Gurtungen vortheilhaft sei (weil das Verhältniss $\frac{\mathfrak{B}_m}{\mathfrak{B}}$ nur wenig von der Einheit abweicht), während die Vertikalständer in Bezug auf relative Festigkeit ungünstiger sich verhalten und bei ihrer grösseren Anzahl um so mehr Material erfordern.

Wie schon in N⁰. **159**. angedeutet, sind die Münchner Isarbrücke und die Ingolstadter Donaubrücke per Längeneinheit ziemlich gleich schwer geworden, und zwar ist letztere etwa in dem Maasse schwerer, als die Spannweite grösser ist.

Bei Berechnung der Brücke wurde nach der in N⁰. **154**. dargelegten Weise eine ideelle Maximalspannung von 1200 K. zu Grunde gelegt (indem bei den Hauptträgern das Eigengewicht 1,2mal, die variable Last 2,5mal gerechnet wurde); nach der Beschreibung in der Zeitschrift des bayrischen Architecten- und Ingenieurvereins soll die grösste Spannung bei einfach variabler Last 613 Kilo pro □Cent. betragen, was mit den Resultaten unserer Tabelle L. vollständig übereinstimmt.

Tabelle

$l = 54{,}24 \qquad p = C\,l + F = 41\,.\,l + 1216 = 3440^{k}$

Index m oder m′ =	1	2	3	4
$\max \mathfrak{B}_{1/2(m+m')}$ Nach Fig. 185.	212,4ts	200,4	176,5	152,5
$\sin \varphi_m$	0,899	0,707	0,707	0,707
$N_m = \frac{1}{2} \cdot \frac{1}{\sin \varphi_m} \mathfrak{B}'_{1/2(m+m')}$ Nach Gleichung 226).	59,05ts	70,85	62,40	53,93
ω_m in □Cent.	90	114	102	90
$\mathfrak{A} = N_m \frac{1}{\omega}$	656	622	611	599
$Pu_m = \left(k + \frac{C\,l}{2} + F\right) d$ Nach Gleichung 230).	18105 k	24300	24300	24300
$V_m = \frac{1}{2} \mathfrak{B}'_{1/2(m+m')} - P'_{um}$ Nach Gleichung 227).	53100 − 9050 = 44050	50200 − 12150 = 38050	83125 − 12150 = 31975	38125 − 12150 = 25975
$P_{0m'} = \frac{C\,l}{2} d$	2827	3770	3770	3770
$V_{m'} = \frac{1}{2} \mathfrak{B}'_{1/2(m+m')} + P'_{0m'}$	44125 + 1413 = 45532	38125 + 1885 = 40010	32100 + 1885 = 33985	26150 + 1885 = 28035
$\omega_{m'}$	124	114	95	80
$\mathfrak{B}_m = V_{m'} \frac{1}{\omega}$	367	351	358	350

LI.

$k = 4840^k \qquad q = p + k = 8280^k \qquad d = 3{,}39^m$

5	6	7	8	9	10	Bemerkungen.
128,4	104,6	80,7	56,7	32,8	13,0	Die Werthe $V_{m'}$ sind durchweg grösser als die Werthe V_m, welche in dieser Tabelle für dieselbe Belastung, nämlich für eine von B bis 1/2 (m+m') sich erstreckende Ueberlast berechnet sind. Die Werthe $V_{m'}$ sind grösser als die Werthe V_m um die Grösse 1/2 (1/4 k d), wie in N°. 151. erläutert.
0,707	0,707	0,707	0,707	0,707	0,707	
45,40	37,0	28,5	20,05	16,60	4.60	
71	61	50	36	28	18	
639	606	571	557	414	255	
24300	24300	24300	24300	24300	24300	
32100 — 17150 19950	26150 — 12150 14000	20175 — 12150 8025	14175 — 12150 2025	8200 — 12150 — 3940	3250 — 12150 — 8890	
3770	3770	3770	3770	3770	3770	
20175 1885 22060	14175 1885 16060	8200 1885 10085	3250 1885 5135	1400 1885 3285	6110 1885 8995	
80	66	66	66	66	66	
276	242	152	78	—	—	

§. 17. Die parabolischen Träger.

161. Wenn man sich bei Bestimmung der Gurtungsform die Bedingung stellt, dass im Falle der gleichförmig vertheilten Maximallast die Kräfte in den schiefen Streben gleich Null sein sollen, so dass die vertikalen Composanten der Gurtungskräfte die ganze Vertikalkraft aufnehmen müssen, so folgt aus den Gleichungen 182) beziehungsweise 188):

$$\frac{\mathfrak{M}_{m+1}}{\mathfrak{H}_{m+1}} = \frac{\mathfrak{M}_m}{\mathfrak{H}_m} = \frac{\mathfrak{M}_{m-1}}{\mathfrak{H}_{m-1}} \cdots \frac{\mathfrak{M}_x}{\mathfrak{H}_x} = R \quad . \quad . \quad 231)$$

wo $\mathfrak{M}_x$ das Angriffsmoment und $\mathfrak{H}_x$ die Distanz der Gurtungsschwerpunkte im Abstande x bezeichnen, während R eine constante Grösse, d. h. die auf die ganze Trägerlänge constante horizontale Composante der Gurtungskraft darstellt.

Es folgt aus dem Vorhergehenden unmittelbar, dass parabolische Träger stets frei aufliegende Träger sind, deren $\mathfrak{M}$ und $\mathfrak{V}$ in N°. **59.**—**63.** entwickelt wurden. Wenn wir für $\mathfrak{M}_x$ seinen Werth aus Gleichung 93ª, beziehungsweise 91ª einsetzen, ergiebt sich durch Wertheinsetzung in Gleichung 230):

$$R = \frac{1}{\mathfrak{H}_x} \cdot \frac{q\,x}{2}\,(l - x) \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad 232)$$

wo q die Totalbelastung pro Längeneinheit und l die Spannweite (Stützweite) bezeichnet.

Nennen wir ferner f die Distanz der Gurtungsschwerpunkte in der Trägermitte, so folgt aus Gleichung 231) für $x = \frac{1}{2}\,l$:

$$R = \frac{q\,l^2}{8\,f} \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad 232^a)$$

und hieraus für eine beliebige Abscisse x:

$$\mathfrak{H}_x = 4\,f\,\frac{x\,(l - x)}{l^2} \quad . \quad . \quad 233)$$

Anmerk. Da bei Fachwerken die Gurtungen zwischen den Knotenpunkten gerade sind, so ist bei ungerader Facheintheilung f nicht unmittelbar gegeben; bezeichnen wir alsdann mit f_1 die Gurtungsdistanz im Abstand $\frac{d}{2}$ von der Trägermitte, so ist:

$$\frac{q\,l^2}{4\,f} = q\,\frac{l^2 - d^2}{4\,f_1}$$

und ist letzterer Werth in den Gleichungen 232ª) und 233) einzusetzen.

Trägt man die einzelnen Werthe $\mathfrak{H}_x$ als Ordinaten der Abscissen x auf, so erhält man als Kurve der $\mathfrak{H}_x$ eine Parabel und werden daher Träger, deren aufeinanderfolgende Gurtungsdistanzen durch Gleichung 233) gegeben sind, parabolische Träger genannt.

Durch die Formelm 231)—233) ist die Gestalt der Gurtungen noch nicht vollständig gegeben; man kann nämlich stets eine der

beiden Gurtungen noch ganz willkührlich wählen, muss aber dann die andere Gurtung entsprechend der Gleichung 233) nehmen; ist eine der Gurtungen eine Gerade oder eine Parabel von senkrechter Axrichtung, so muss nothwendigerweise auch die andere Gurtung eine Parabel (oder nach Umständen eine Gerade) sein.

Die parabolischen Träger haben in der Regel eine, manchmal auch beide Gurtungen nach Form einer Parabel gekrümmt.

Die Kräfte in den Gurtungen sind im Falle der gleichförmigen Maximallast am grössten; für diesen Fall ist bei parabolischen Trägern, wie schon bemerkt, die horizontale Composante sämmtlicher Gurtungskräfte constant und durch die in Gleichung 232) bestimmte Grösse R gegeben; es folgt hieraus, indem mit R′ und $\mathfrak{M}'$ die auf einen Hauptträger reduzirten R und $\mathfrak{M}$ bezeichnet werden:

Grösste Kraft in der obern Gurtung:

$$\max O_m = \frac{R^1}{\cos\beta_m} = \frac{\mathfrak{M}'_x}{\mathfrak{H}_x} \cdot \frac{1}{\cos\beta_m} \quad \ldots\ldots \quad 234)$$

Grösster Druck in der obern Gurtung:

$$\mathfrak{B}_m = \frac{1}{\Omega} \cdot \frac{R'}{\cos\beta_m} \quad \ldots\ldots\ldots \quad 235)$$

Ferner grösste Kraft in der untern Gurtung:

$$\max U_m = \frac{R^1}{\cos\gamma_m} = \frac{1}{\cos\gamma_m} \cdot \frac{\mathfrak{M}'_x}{\mathfrak{H}_x} \quad \ldots\ldots \quad 236)$$

Grösste Spannung in der untern Gurtung:

$$\mathfrak{A} = \frac{1}{\Omega} \cdot \frac{R'}{\cos\gamma_m} \quad \ldots\ldots\ldots \quad 237)$$

Die Gurtungswinkel β und γ nehmen bei gekrümmten Gurtungen gegen die Auflager hin an Werth zu und finden zunächst den letzteren die grössten Gurtungskräfte statt; ist beim parabolischen Träger eine der Gurtungen gerade, so bleibt in derselben die Gurtungskraft im Falle der gleichmässig vertheilten Belastung auf die ganze Trägerlänge constant.

162. Die vorstehend bestimmten Gurtungskräfte sind ganz unabhängig von der Wahl des Strebensystems; die Strebenkräfte, welche nur bei einseitiger Belastung in Wirkung kommen, werden beim einfach symmetrischen System nach Gleichung 182), beim einfach unsymmetrischen System nach Gleichung 188), beim mehrfachen System nach Gleichung 194) bestimmt; die Vertikalständer unsymmetrischer Systeme nach den Gleichungen 192)—194ᵃ), beziehungsweise 197) und 197ᵃ). — Für jede Art der Belastung können hienach die Strebenkräfte durch Anwendung der bezüglichen allgemeinen Formeln gefunden werden.

Um hiebei nicht eine sozusagen unbeschränkte Anzahl von Belastungsarten in Rechnung nehmen zu müssen, wird man in

möglichst allgemeiner Weise diejenige Stellung der Ueberlast bestimmen müssen, für welche die Strebenkraft ihren grössten Werth erreicht, und ist denn auch wiederholt bewiesen worden, dass die schiefen Streben (Diagonalen) parabolischer Träger dann am meisten in Anspruch genommen sind, wenn vom Auflager bis zu der betrachteten Strebe sämmtliche Knotenpunkte mit der Maximallast, die übrigen Knotenpunkte (beginnend mit dem jenseitigen Endpunkt der betrachteten Strebe) nur mit dem Eigengewicht behaftet sind; in diesem Falle findet in dem durch die betrachtete Strebe gegebenen Felde die grösste Vertikalkraft statt.

Ueber diejenige Belastung, welche die Vertikalständer am meisten in Anspruch nimmt, sind in N⁰. **151.** die bezüglichen Regeln gegeben.

Es ist in Fig. 187 diejenige Belastung dargestellt, durch welche die Diagonalstreben, sowie die links, beziehungsweise rechts befindlichen Vertikalständer am meisten in Anspruch genommen

Fig. 187.

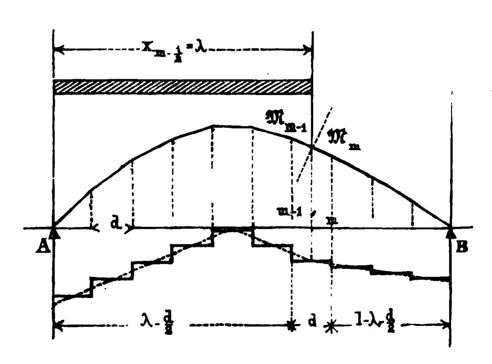
werden; eine gleichförmig vertheilte Last erfüllt diese Bedingung dann genau, wenn sie bis zur Mitte der betrachteten Strebe vorgerückt ist, während das im halbbelasteten Felde befindliche variable Gewicht im letzten der belasteten Knotenpunkte concentrirt gedacht wird. — Letztere Voraussetzung ist aber überhaupt nothwendig, wenn Fig. 130^b und Fig. 137, sowie die Gleichungen 176^a) und 178^a) ganz correct sein sollen, wie schon in N⁰. **127**. erläutert ist.

Da zur Bestimmung der Strebenkräfte gekrümmter Träger gemäss den oben citirten Gleichungen je mehrere gleichzeitige Werthe von $\mathfrak{M}$ und $\mathfrak{V}$ nothwendig sind, so ist sehr wichtig, dass für die der grössten Strebenkraft entsprechende Stellung der variablen Last die betreffenden gleichzeitigen Werthe $\mathfrak{M}$ und $\mathfrak{V}$ sich schnell auffinden lassen. — Es geschieht diess, wie in N⁰. **128.** mittelst der Gleichungen 175) und 176^a)—179^a), wobei zum bessern Verständniss und zur näheren Erläuterung der angewendeten Bezeichnungen in umstehender Fig. 188 die der fraglichen Belastung entsprechenden Kurven $\mathfrak{M}$ und $\mathfrak{V}$ gezeichnet sind. — Indem wir $x_{m-1/2} = \lambda$ setzen und die Fachweite d einführen, so

nehmen die Gleichungen 175) und 176[a])—179[a]) folgende bestimmte Gestalt an:

Man erhält für **Bewegung der Last von A bis zur Mitte des Faches (m — 1) m:**

Fig. 188.



$$\left.\begin{aligned} A &= \frac{p\,l}{2} + \lambda\,k\,\frac{2\,l-\lambda}{2\,l} \\ B &= \frac{p\,l}{2} + \lambda\,k\,\frac{\lambda}{2\,l} \end{aligned}\right\} \quad \ldots\ldots \quad 238)$$

Grösste Vertikalkraft nach Gleichung 176):

$$\max \mathfrak{V}_m = A - q\,\lambda \quad \ldots\ldots\ldots \quad 239)$$

Anmerk. Wie in N°. **127.** angegeben, giebt Gleichung 239) die grösste Vertikalkraft im Fachwerk nur dann genau an, wenn man sich die im halbbelasteten Felde wirkende Last im letzten der belasteten Knotenpunkte concentrirt denkt, was eine Modification in den Auflagerdrücken zur Folge hat, indem die Gleichungen 238) in folgende Form übergehen:

$$\left.\begin{aligned} A &= \frac{p\,l}{2} + \lambda\,k\,\frac{U-\lambda}{2\,l} + \frac{d^2\,k}{8\,l} \\ B &= \frac{p\,l}{2} + \lambda\,k\,\frac{\lambda}{U} - \frac{d^2\,k}{8\,l} \end{aligned}\right\} \quad \ldots\ldots \quad 238^a)$$

Die gegenüber Gleichung 238) stattfindende Differenz ist für die Vertikalkräfte von verhältnissmässig kleinem Betrage, setzt sich aber auf die ganze Brückenlänge fort, so dass in der Brückenmitte $\max \mathfrak{V}_m$ nicht mehr $\frac{k\,l}{8}$, sondern $\frac{k\,l}{8} \times \left(1 - \frac{d^2}{l^2}\right)$ beträgt; die Momente $\mathfrak{M}$ werden durch diese Correction beim Einrücken der Belastung in die ersten Brückenfelder wesentlich beeinflusst, was bei zunehmender Länge nur in geringem Maasse der Fall ist.

Die Angriffsmomente, welche gleichzeitig mit $\max \mathfrak{V}_m$ stattfinden, werden nach den Gleichungen 176[a]) und 179[a]) bestimmt:

$$\mathfrak{M}_m = A\,(\lambda - {}^1\!/_2\,d) = \frac{q}{2}\,(\lambda - {}^1\!/_2\,d)^2 \quad \ldots\ldots\ldots \quad 240)$$

$$\mathfrak{M}_{m-1} = B\,(l - \lambda - {}^1\!/_2\,d) - \frac{p}{2}\,(l - \lambda - {}^1\!/_2\,d)^2 \quad \ldots\ldots \quad 241)$$

Ebenso können auch die gleichzeitigen $\mathfrak{M}$ und $\mathfrak{V}$ für andere Fache bestimmt werden, indem wir beispielsweise, gleiche Fachweite vorausgesetzt, erhalten:

$$\mathfrak{V}_{m-1} = A - q(\lambda - d) \quad \text{. . . . . 242)}$$

$$\mathfrak{M}_{m-2} = A(\lambda - {}^3/_2\, d) - \frac{q}{2}(\lambda - {}^3/_2\, d)^2 \quad \text{. . . 243)}$$

$$\mathfrak{M}_{m+1} = B(l - \lambda - {}^3/_2\, d) - \frac{p}{2}(l - \lambda - {}^3/_2\, d)^2 \quad \text{. . 244)}$$

Anmerk. Bei abweichender Weite d′ des anstossenden Faches wäre in vorstehenden Gleichungen für $^3/_2$ d zu setzen: d′ + $^1/_2$ d.

Diese Gleichungen 238)—244) erleiden, wenn die Last von B nach A geht, nur insoweit eine Aenderung, als für A stets B, für B stets A gesetzt werden muss.

163. Am häufigsten wird bei parabolischen Trägern das einfache unsymmetrische System angewendet, und zwar in der Weise, dass die schiefen Streben nur auf Zug, somit die vertikalen Streben (Vertikalständer) vorzugsweise auf Druck in Anspruch genommen sind; die Diagonalen sind hiebei in allen Fächern mit Ausnahme der dreieckigen Endfelder, doppelt vorhanden, wobei in Folge wechselnder Belastung die eine oder die andere dieser beiden Diagonalen in Wirkung ist.

Für dieses System sind die Gurtungskräfte in ganz allgemeiner Weise durch Gleichung 185) oder 186) bestimmt; indem hiebei die Fusspunkte der gezogenen Diagonalen stets gegen die Vertikale max $\frac{\mathfrak{M}}{\mathfrak{H}}$ gerichtet sein müssen, ist stets leicht zu erheben, welche der beiden genannten Gleichungen anzuwenden ist.

Bei rein parabolischen Trägern ist für den Fall der gleichförmigen Maximalbelastung $\frac{\mathfrak{M}}{\mathfrak{H}}$ für alle Vertikalen constant, und werden ebendamit die beiden Gleichungen 185) und 186) identisch; hieraus folgt, wie schon oben als gemeinsame Eigenschaft sämmtlicher Parabelträger entwickelt wurde, durch Werthe-einsetzung aus Gleichung 230) und 232)

$$O_m \cos\beta = U_m \cos\gamma = R' \quad \text{. . . . . 245)}$$

Die Kräfte in den schiefen Streben (Diagonalen), welche bei parabolischen Trägern, wie bemerkt, nur bei einseitiger Belastung auftreten, sind beim einfachen System stets durch die Gleichung ausgedrückt:

$$N_m \cos\varphi = \frac{\mathfrak{M}'_m}{\mathfrak{H}_m} - \frac{\mathfrak{M}'_{m-1}}{\mathfrak{H}_{m-1}} \quad \text{. . . . . . . 246)}$$

wobei jedoch noch eine nähere Bestimmung erforderlich ist, welche der beiden im Fache (m — 1)m befindlichen Streben bei der betrachteten Belastung in Wirkung ist; diese Bestimmung ist gegeben durch die Regel, wonach der Fusspunkt jeder gezogenen

Strebe gegen die Vertikale max $\frac{\mathfrak{M}}{\mathfrak{H}}$, somit in jedem Felde gegen den grösseren der beiden Werthe $\frac{\mathfrak{M}}{\mathfrak{H}}$ gerichtet ist.

Bei den parabolischen Trägern findet (wie man sich durch eine einfache Rechnung überzeugen kann) bei stetig vorschreitender gleichförmiger Belastung max $\frac{\mathfrak{M}}{\mathfrak{H}}$ stets im belasteten Theile statt und — was für die Bestimmung der Kräfte in den Vertikalen von Wichtigkeit ist — auch nicht im letzten der belasteten Punkte, sondern stets näher dem betrachteten Auflager.

Der Fusspunkt derjenigen Strebe N_m, bis zu welcher die Last vorgerückt ist, befindet sich daher (weil bei dem betrachteten System die Diagonalstreben stets auf Zug in Anspruch genommen sind), stets auf derjenigen Seite, von welcher die Last eingerückt ist, wie solches in Figur 189 dargestellt ist.

Fig. 189.

Zur Bestimmung der Kräfte in den Vertikalen ist vorherige Kenntniss der Strebenrichtung nothwendig und zwar für beide angrenzende Felder; nach vorstehenden Erläuterungen ist nun der Punkt max $\frac{\mathfrak{M}}{\mathfrak{H}}$ stets im belasteten Theil der Brücke und soweit von der Spitze der Ueberlast entfernt, dass nicht nur im Fache (m — 1) m, bis zu welchem die Last vorgerückt ist, sondern auch im vorhergehenden Fache die Fusspunkte der (gezogenen) Streben gegen die belastete Seite gerichtet sind, was in gleicher Weise für alle Felder im unbelasteten Theile der Brücke gilt; es ist daher bei den Vertikalen m und (m — 1) stets Gleichung 192) oder 193) anzuwenden, und zwar erstere stets, wenn die Last von A, letztere wenn sie von B einrückt.

Wenn wir das Feld (m — 1) m, in dessen Mitte die Last vorgerückt ist, und die beiden, dieses Feld begrenzenden Vertikalen V_{m-1} und V_m ins Auge fassen, so ist nach den Erläuterungen in N° **151.** bei oben aufliegender Fahrbahn stets die letzte der belasteten Vertikalen, bei unten aufliegender Fahrbahn stets

die erste der unbelasteten Vertikalen je mit ihrer Maximalanstrengung behaftet, und kann man daher für unsymmetrische Systeme mit gezogenen Diagonalen zur Berechnung der Kräfte in den Vertikalen folgende Regeln geben:

1) Bei oben aufliegender Fahrbahn findet statt,

a) wenn die Last von A bis m — ½ gerückt ist:

$$\max V_{m-1} = \mathfrak{V}'_m - P'_{u\,m-1} + \frac{\mathfrak{M}'_{m-1}}{\mathfrak{H}_{m-1}} (\operatorname{tg}\beta_m + \operatorname{tg}\gamma_{m-1}) \quad 247)$$

b) wenn die Last von B bis m — ½ gerückt ist:

$$\max V_m = -\mathfrak{V}'_m - P_{u\,m} - \frac{\mathfrak{M}'_m}{\mathfrak{H}_m} (\operatorname{tg}\beta - \operatorname{tg}\gamma_{m+1}) \quad . \quad . \quad 248)$$

2) Bei unterhalb angebrachter Last findet statt,

a) wenn die Last von Last von A bis m — ½ gerückt ist.

$$\max V_m = \mathfrak{V}'_m + P'_{o_m} + \frac{\mathfrak{M}'_m}{\mathfrak{H}_m} (\operatorname{tg}\beta_{m-1} - \operatorname{tg}\gamma_m) \quad . \quad . \quad 249)$$

b) wenn die Last von B bis m — ½ gerückt ist:

$$\max V_{m-1} = -\mathfrak{V}'_m + P'_{o_{m-1}} - \frac{\mathfrak{M}'_{m-1}}{\mathfrak{H}_{m-1}} (\operatorname{tg}\beta_{m-1} + \operatorname{tg}\gamma_m) \quad 250)$$

In den Gleichungen 247) bis 250) ist der Coordinatenursprung in A und und die Richtung der Schwere als die positive angenommen; wenn alle Vorzeichen richtig angewendet werden, bedeuten positive V Druck, negative V Zug.

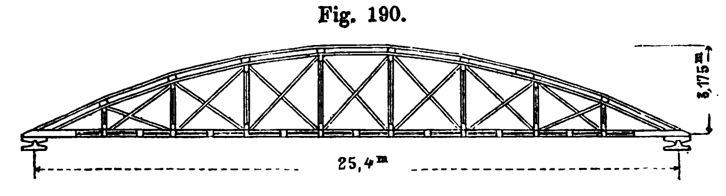
Eine Vereinfachung dieser Formeln tritt dann ein, wenn die untere Gurtung, wie dies meist der Fall, geradlinig horizontal ist, wo alsdann die Glieder mit γ wegfallen. — Man kann übrigens in diesen Fällen (wenn die untere Gurtung horizontal ist) V auch nach der Gleichung bestimmen:

$$V_m \text{ oder } V_{m-1} = N_m \sin\varphi - P'_u \quad . \quad . \quad . \quad 251)$$

wo stets die am Fusspunkt der Strebe N_n befindliche Vertikale gemeint ist, deren unterer Knotenpunkt mit P'_u belastet ist.

164. Eine der ersten Anwendungen parabolischer Träger in Deutschland zeigt die Brahebrücke bei Czerk, an der Thorn-

Fig. 190.



Bromberger Bahn, deren Eisenconstruction von Herrn J. W. Schwedler projectirt und in der „Zeitschrift für Bauwesen von Erbkam, Jahrgang 1861", veröffentlicht wurde.

Die Brücke ist für ein einziges Geleise construirt und hat 81′ preussisch oder 25,4 m Spannweite (Stützweite), welche in 9 Fache von je 2,82m Weite abgetheilt ist. Das Eigengewicht beträgt per laufenden Fuss 1000 alte Pfund oder 1490 Kilo per Meter und zwar ist annähernd $p = 750 + 26,3\ l$, wo $F = 750$ k. das Gewicht der Fahrbahn per Meter bedeutet; die grösste variable Last k wurde zu 3000 Pfund per laufenden Fuss oder 4470 Kilo per Meter gerechnet, welche Last auch für die einseitige Belastung beibehalten wurde. Die grösste Spannung wurde zu 10000 alte Pfund per □″ oder 684 Kilo per Quadratcentimeter angenommen.

Die Berechnung der Gurtungsstärke geschah entsprechend unsern Formeln 234, beziehungsweise 236, indem in letzterer Gleichung durchaus $\cos\gamma = 1$ zu setzen ist; es wurde auch in der obern Gurtung ein gleichmässiger Querschnitt beibehalten, indem in der Trägermitte die Gurtungskraft nur circa 10 % geringer ist; es wurden in der obern Gurtung 118 Quadratcentimeter, in der untern Gurtung 108 Quadratcentimeter nutzbarer Querschnitt angenommen (wobei die Nietlöcher in Abzug gebracht sind).

Für Berechnung der Diagonalen hat Herr Schwedler eine sehr einfache Formel entwickelt, welche unter Beibehaltung der von uns gewählten Bezeichnungen sich ausspricht:

$$\max N_m = \frac{1}{\cos\varphi} \cdot \frac{kdl}{8f} \quad . \quad . \quad . \quad . \quad 252)$$

welche Gleichung auch richtig sein muss, wenn ein mit der Länge der Ueberlast wechselndes k genommen wird; da im vorliegenden Falle $f = \frac{1}{8}\,l$ war, so vereinfachte obige Gleichung sich weiterhin:

$$\max N_m = \frac{1}{\cos\varphi} \cdot kd \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad 252^a)$$

Nach den Gleichungen 252) beziehungsweise 252a) nimmt unter der Voraussetzung eines constanten k die Kraft in den Diagonalen von dem Ende gegen die Mitte, wo $\frac{1}{\cos\varphi}$ seinen grössten Werth hat, stetig zu, und zwar beim vorliegenden Beispiel im Verhältnisse von 1,09 bis zu 1,5.— Wenn man jedoch mit Rücksicht auf einseitige Belastung k_m ähnlich der in Figur 134 gegebenen Darstellung wechselnd annimmt, so sind von A ausgehend die mit ihrem Fusspunkte gegen A gerichteten Streben zwischen A und der Brückenmitte ziemlich gleich angegriffen, am Beginn der Bewegung sogar noch grösser als in der Mitte; in der zweiten Brückenhälfte nimmt die Anstrengung der Diagonalen stetig bis zum Auflager B ab.

In der Ausführung wurden alle Diagonalen gleich stark gehalten, was den Eigenschaften des Parabelträgers nach Vorstehendem ziemlich entsprechend ist.

Bei der Berechnung der Vertikalen ist die obige Gleichung 251) angewendet worden. Es ist hiebei für P_u kein Abzug gemacht worden, was insoweit begründet ist, als die Querträger nicht in den Knotenpunkten selbst, sondern etwas oberhalb befestigt sind; es ist hier wie in allen Fällen, wo die Last zwischen den Knotenpunkten eintritt, die Kraft in den Vertikalen eine verschiedene, d. h. es sind die Vertikalen unterhalb der Fahrbahnbefestigung mehr in Anspruch genommen als oberhalb. Da hier das stärker gepresste Stück sehr kurz ist, so darf für dasselbe $\mathfrak{B}_m = \mathfrak{B}$ angenommen werden, während für das längere Stück $\mathfrak{B}_m = \left(1 + K \frac{\omega L^2}{\Theta}\right) \mathfrak{B}$ zu setzen wäre; es soll aber noch bemerkt werden, dass nach N°. **151**. die Kraft im obern Theile der Vertikalen dann am grössten ist, wenn die Last bis zur Mitte des unmittelbar vorhergehenden Feldes vorgerückt ist, so dass also die erste der unbelasteten Vertikalen jeweils ihre Maximalanstrengung zu erleiden hat. (Gl. 249) und 250) zu vergleichen.)

165. Ueber die Befestigung der schiefen Streben sagt Herr Schwedler:

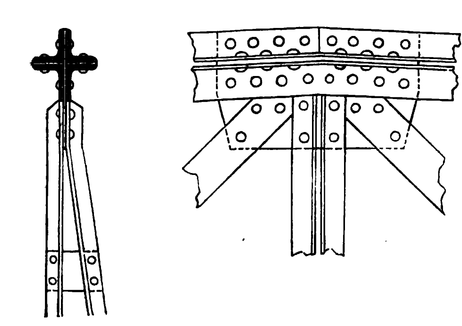
„Die Spannung der Diagonalen ändert sich bei der Passage eines Zuges bis auf Null, so dass immer abwechselnd die eine oder andere Diagonale ohne Spannung ist. Die dieser Spannungsänderung entsprechende elastische Längenänderung der Diagonalen beträgt, mit Rücksicht auf ihren wirklichen Querschnitt $\frac{1}{6000}$ der Länge oder $^1/_3$ Linie ($0{,}7^{mm}$); die dem entsprechende Verschiebung des Vierecks bewirkt eine relative Hebung oder Senkung der Hauptverbindungsbolzen des Systems von circa 1 Linie (2^{mm}), wobei vorausgesetzt ist, dass die Diagonalen bei leerer oder ganz belasteter Brücke wenigstens die Spannung Null haben. Eine vorherige Einspannung der Diagonalen kann jene Bewegung nicht mindern, sondern nur die Maximalspannung erhöhen. Sind indessen die Diagonalen nicht so straff eingesetzt, dass sie bei der geringsten Formänderung des Systems in Spannung gerathen, so wird jene relative Bewegung um so viel vermehrt als nöthig ist, um die Spannung anfangen zu lassen. Da die grössere Maximalspannung weniger schädlich ist, als die grössere Beweglichkeit des Systems, so ist vorgezogen, die Nietlöcher bei einer Anspannung der Stäbe von 5—10 Centner nachzubohren und mit Nieten zu versehen.“

Zu dieser Darstellung ist hinzuzufügen, dass die Verbindung der Gurtungen mit den Diagonalen und Streben je mittelst eines 2 Zoll (52^{mm}) starken Bolzen geschah, so dass ein genauer geometrischer Zusammenhang besonders wichtig war. Uebrigens ist die Maximalanstrengung der Diagonalen im Falle vollständiger Entlastung der

Gegenstreben lediglich durch den Werth $\left(\frac{\mathfrak{M}_m}{\mathfrak{H}_m} - \frac{\mathfrak{M}_{m-1}}{\mathfrak{H}_{m-1}}\right) \frac{1}{\cos\varphi}$ gegeben; eine grössere Maximalanstrengung der Hauptdiagonalen könnte nur dann stattfinden, wenn auch in der Gegenstrebe noch eine Kraft wirkte, d. h. wenn die ursprüngliche Anspannung des Systems so gross war, dass sämmtliche Diagonalen stets gespannt bleiben. (Zu vergl. N° **137**.)

166. Herr J. W. Schwedler hat in der Berliner Zeitschrift für Bauwesen, Jahrgang 1868, den Entwurf einer Parabelbrücke publizirt, welche für die kleinen Oeffnungen der Elbbrücke bei Meissen bestimmt war, aber an einem andern Orte zur Ausführung kam; die Spannweite beträgt 69′ preussisch oder $21{,}6^m$, welche Weite in 6 Fache von 9′ ($2{,}82^m$) und 2 Endfelder von 7,5′ ($2{,}35^m$) abgetheilt ist.

Fig. 192.



Die Gurtungen, deren Querschnitt in beistehender Figur 192 skizzirt ist, bestehen je aus 4 Winkeleisen von je 4 Zoll (104^{mm}) Schenkellänge und ½ Zoll (13^{mm}) Stärke und sind nach einem Polygon gebogen; ihre Verbindung mit den Vertikalen u. Diagonalstreben ist gleichfalls aus Figur 192 ersichtlich. Die Stossplatten in den Knotenpunkten, sowohl horizontale als vertikale, sind ½ Zoll oder 13^{mm} stark, an denKnotenpunkten sind je zwei einander diagonal gegenüberstehende Winkeleisen gestossen, während die beiden andern durchgehen; hiedurch ist ermöglicht, dass der volle Querschnitt der Winkeleisen durch möglichst gleichmässig in Anspruch genommene Futterbleche (welche theilweise auch zur Befestigung der Diagonalen dienen) ersetzt werden konnte.

Das Eisengewicht dieser Brücke ist auf circa 390 Centner oder 19500 Kilo veranschlagt, wovon circa 140 Centner oder 7000 Kilo auf die Fahrbahn kommen; bei einer Spannweite von $21{,}6^m$ beträgt daher das per laufenden Meter ausgedrückte Eisengewicht

$$p' = 325 + 27\, l = 900 \text{ Kilo}.$$

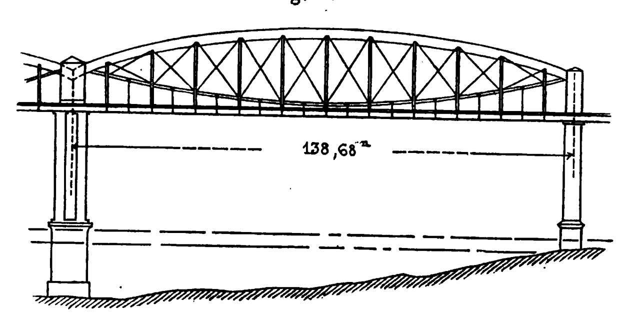
Hiebei soll die gröste Spannung jedenfalls unter 10000 Pfund per Quadratzoll sein, was circa 700 Kilo per Quadratcentimeter ergiebt. Die variable Last wurde zu 3400 Pfund per Fuss oder 5440 Kilo per Meter gerechnet.

Bei vorstehenden Angaben über Eigengewicht und Belastung ist vorausgesetzt, dass die Gewichtsangaben in der „Zeitschrift für

Bauwesen“ sich auf Zollpfund beziehen; sollten alte Pfunde gemeint sein, so müssten sämmtliche nach Kilogrammen angegebenen Gewichtsangaben im Verhältniss von 0,92 kleiner gesetzt werden.

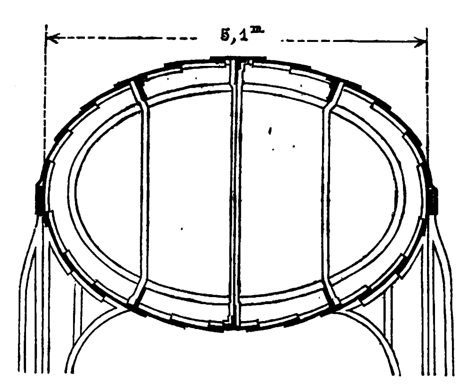
167. Die Royal-Albertbrücke bei Saltash hat zwei grosse Oeffnungen, welche mit Parabelträgern von 455′ englisch oder 138,68^{m} Spannweite überbrückt sind; diese Brücke ist durch Isambard Kingdom Brunel (den Sohn des Erbauers des Themsekanals) in den Jahren 1856 — 1858 projectirt und angefertigt worden; einer der Hauptträger ist in beistehender Figur 193

Fig. 193



in seiner Längenansicht dargestellt. Die obere gedrückte Gurtung besteht aus einer Röhre von Eisenblech, deren Breite

Fig. 194.



5,1^{m} und deren Höhe 3,66^{m} beträgt. Die Röhre, deren Querschnitt in Fig. 194 dargestellt ist, besteht aus 24 über einander geplatteten Flacheisen, welche durch 6 Längsrippen von 356^{mm} Höhe und 13^{mm} Dicke verstärkt sind; letztere dienen insbesondere zur Aussteifung der Röhre und sind hierin durch besondere Ausstei-

fungsringe von etwa 50 Cent. Höhe unterstützt, welche letztere in Längenabständen von je 6,1^{m} angebracht sind. Die Röhre geht an den Enden behufs besseren Aufliegens in viereckige Form über.

Die untern Bänder bestehen für jedes Geleise aus 4 Ketten, deren je zwei über einander angebracht und durch Vertikalanker verbunden sind (vergl. Fig. 193). Diese Ketten haben je 14 Glieder von 17,8^{mm} Breite und 25,4^{mm} Dicke, abwechselnd mit je 15 Gliedern von derselben Breite und 24,8^{mm} Dicke; jedes Kettenglied ist 6,096^{m} lang, welche Länge zugleich den Abstand der Aufhängepunkte der Kette angiebt. Die Vertikalständer des Fachwerks sind in der doppelten Distanz von 12,192^{m} angebracht, und bestehen je aus zwei Flacheisen und 10 Winkeleisen von zusammen 173 □Centimeter Querschnitt; es sind diese Vertikalständer zu beiden Seiten des Geleises und somit auf jeder Seite der obern Röhre angebracht.

Die Diagonalstreben sind auf jeder Seite des Geleises und zwar je als Kreuzstreben vorhanden; je zwei dieser Diagonalen haben somit die ganze auf ein Fachwerksfeld treffende Strebenkraft aufzunehmen; ihr Querschnitt wechselt, indem er bei einer Breite von 178^{mm} von den Auflagern gegen die Mitte von 45 bis zu 55 Quadratcentimeter zunimmt. Die Zunahme der Strebenkraft gegen die Mitte entspricht der für die Brahebrücke entwickelten Gleichung 252), für den Fall, dass die variable Belastung k für jede Länge der Ueberlast constant angenommen wird.

Die Fahrbahn zeigt Blechträger von 2,54^{m} Höhe, welche theils an den Vertikalständern befestigt, theils an den zwischenliegenden Kettenträgern aufgehängt sind; die Weite, welche diese Blechträger zu überspannen haben, beträgt somit 12,2^{m}. Zwischen diesen Fahrbahnträgern liegen Querträger von 356^{mm} Höhe, welche eine Bedielung und über derselben eine Beschotterung zur Aufnahme des Bahnoberbaues betragen.

Das Eisengewicht der Brücke beträgt nach annähernd übereinstimmenden Angaben 912 tons, wovon 156 tons auf die Fahrbahn, 756 tons auf die Hauptträger kommen; hienach beträgt das Eisengewicht per laufenden Meter

$$p' = 39{,}3\ l + 1125 = 6575 \text{ Kilo.}$$

Bei einer Belastung von 1 ton per laufenden Fuss englisch oder 3333 Kilo per Meter soll der Druck in der Röhre 660 Kilo per Quadratcentimeter betragen.

§. 18. Gekrümmte, nicht parabolische Träger.

168. Die Formeln für Träger, welche weder geradlinig horizontal, noch parabolisch sind, haben wir in den N⁰. **131.—143.** in der allgemeinsten Weise entwickelt und sind, je nachdem ein einfaches oder mehrfaches, ein symmetrisches oder unsymmetrisches System gewählt ist, die betreffenden Gleichungeen aus vorgenannten Nummern zu entnehmen.

Die speciellen Gesetze, welche für geradlinige und parabolische Träger aufgestellt wurden, können jedoch auch für die übrigen, zwischen beiden stehenden Trägerformen angewendet werden, insoweit diese Gesetze den geraden und den parabolischen Trägern gemeinsam sind.

Als ein solches gemeinsames Gesetz haben wir gefunden, dass bei frei aufliegenden Trägern die Streben in jedem Fache dann am meisten in Anspruch genommen sind, wenn die Last bis zur Mitte des betreffenden Feldes vorgerückt ist, in welchem Falle die Vertikalkraft ihren grössten positiven oder kleinsten negativen Werth erreicht (die Richtung der Schwere als die positive angenommen). — Wir verweisen hiebei auf die N⁰. **144.** für gerade Träger und auf die N⁰. **162.** für Parabelträger.

Zur Bestimmung der Strebenkräfte beliebig (auch nicht parabolisch) gekrümmter Träger dienen daher diejenigen 𝔐 und 𝔙, welche in N⁰. **162.** für parabolische Träger entwickelt und durch die Gleichungen 238)—244) ausgedrückt sind.

Man kann nach diesen Gleichungen (insbesondere Gleichung 242) — 244) für jede (zu irgend einer Fachmitte fortgesetzte) Belastung sämmtliche gleichzeitige Strebenkräfte bestimmen, was bei mehrfachen unsymmetrischen Systemen von Werth sein kann; in der Regel werden aber nur die Gleichungen 238) — 241) nothwendig, indem es sich meist nur um die zum betrachteten Fache vorgerückte Belastung handelt.

Bezüglich der grössten Anstrengung der vertikalen Streben (Vertikalständer) unsymmetrischer Systeme sind in N⁰. **151.** Regeln gegeben, welche nach den dortigen Erläuterungen für gerade und beliebig gekrümmte Träger ebenfalls gleichmässig gültig sind.

In solchen Fällen, wo die Gurtungen nicht stark gekrümmt sind, kann man sich häufig zu Bestimmung der Strebenkräfte der einfacheren Gleichungen N⁰. 184), 191) oder 195) bedienen, in welchem Falle sämmtliche 𝔐 und 𝔙 aus Fig. 130ᵇ entnommen werden können.

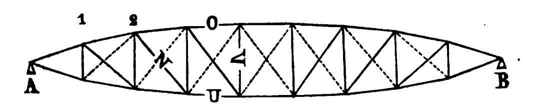
Insbesondere aber auch bei schwach gekrümmten continuirlichen Trägern wird man die Strebenkräfte nach den genannten Gleichungen 184), 191) oder 195) berechnen und hat man in diesen Fällen nur darauf zu achten, dass man stets diejenige Belastungsweise in

Rechnung nimmt, welche die grösste Vertikalkraft ergiebt (zu vergleichen die graphischen Darstellungen auf den Tafeln IV. und V.), sodann aber auch den mit max $\mathfrak{V}$ gleichzeitigen Werth $\mathfrak{M}$ in die betreffende Gleichung einsetzt.

169. Den Parabelträgern sehr nahe steht das System Pauli. Die Gestalt der nach diesem System gebauten Träger ist gegeben durch die Bedingung, dass bei gleichförmig vertheilter Maximalbelastung beide Gurtungen und zwar je auf ihre ganze Länge gleichen Druck, beziehungsweise Zug auszuhalten haben.

Das Pauli'sche System wird als einfaches unsymmetrisches System mit gezogenen, aus Flacheisen bestehenden Diagonalen construirt, und indem wir die in N°. **134**. zusammengestellten Bezeichnungen beibehalten, erhalten wir unter vorläufiger Annahme der in Fig. 195 dargestellten Anstrengung der Diagonalen für die

Fig. 195.



zunächst A befindliche Trägerhälfte nach der obigen Definition des Pauli'schen Trägers:

$$O_m = \frac{1}{\cos\beta_m}\,\frac{\mathfrak{M}_m}{\mathfrak{H}_m} = O_{m-1} = \frac{1}{\cos\beta_{m-1}}\,\frac{\mathfrak{M}_{m-1}}{\mathfrak{H}_{m-1}} = \text{Constans} \quad 253)$$

$$U_m = \frac{1}{\cos\gamma_m}\,\frac{\mathfrak{M}_{m-1}}{\mathfrak{H}_{m-1}} = U_{m+1} = \frac{1}{\cos\gamma_{m+1}}\,\frac{\mathfrak{M}_m}{\mathfrak{H}_m} = \text{Constans} \quad 254)$$

Wenn alle O einander gleich sein sollen, so müssen auch alle U denselben Werth haben, was nur dann möglich ist, wenn z. B. $\cos\beta = \cos\gamma_{m+1}$, $\cos\beta_{m-1} = \cos\gamma_m$ wäre; man sucht nun dieser Bestimmung dadurch zu genügen, dass man für O_m und U_m einen mittleren Werth einführt:

$$\left.\begin{aligned} O_m &= \frac{1}{\cos\beta_m}\,\frac{\mathfrak{M}_{m-1/2}}{\mathfrak{H}_{m-1/2}} = \text{Constans} \\ U_m &= \frac{1}{\cos\gamma_m}\,\frac{\mathfrak{M}_{m-1/2}}{\mathfrak{H}_{m-1/2}} = \text{Constans} \end{aligned}\right\} \quad \ldots\ldots \quad 255)$$

Diese Gleichung wäre ganz dieselbe geworden, wenn man in Fig. 195 die punktirten Streben als wirkend gedacht und entsprechend die Indices der O und U geändert hätte. — Aus Gleichung 255) folgt unmittelbar die Gleichheit der Winkel β_m und γ_m, dem gemäss der Pauli'sche Träger stets symmetrisch gekrümmte Gurtungen erhält.

Die Construction der Gurtungslinie geschieht in der Weise, dass die Constante der Gleichung 255) für die Trägermitte be-

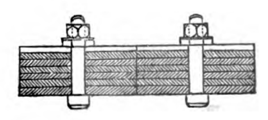
stimmt und nunmehr mit der Berechnung der Winkel vom Auflager an begonnen wird. — In der Regel erhalten die Pauli'schen Träger eine Höhe von $^1/_7$ der Spannweite.

Wir berechnen diese Träger genau nach denselben Regeln, welche in N°. **163.** für Parabelträger gewöhnlicher Construction angeschrieben sind, indem die verhältnissmässig kleine Abweichung in der Form der Gurtungen auf die dort aufgeführten Sätze keinen modifizirenden Einfluss übt. — Die einzelnen 𝔐 und 𝔅 werden (wie schon in N°. **168.** für derartige Fälle bemerkt ist) nach den in N°. **162.** gegebenen Regeln bestimmt und werden wir eine Anwendung des durch besagte Nummern **162.** und **163.** gegebenen Verfahrens bei der im Folgenden näher beschriebenen Kitzinger Mainbrücke geben.

Die Construction der Pauli'schen Träger bleibt dieselbe, ob die Fahrbahn oberhalb, unterhalb oder zwischen beiden Gurtungen angebracht ist; die Höhenlage der Fahrbahn zeigt ihren Einfluss nur an den Vertikalständern, welche je nach den Umständen verlängert werden und in ihren Dimensionen von der Belastung der obern (beziehungsweise untern) Knotenpunkte abhängig sind, wie diess sich unmittelbar aus Gleichung 246) ergiebt.

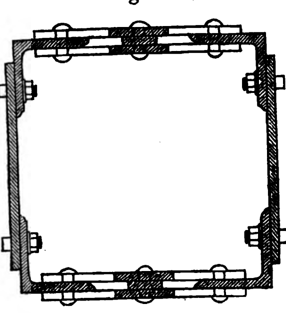
171. Ueber die bei den Pauli'schen Trägern angewendete Constructionsweise sagt Herr Gerber in einer von Klett & Cie in Nürnberg im Jahre 1859 veröffentlichten Broschüre:

Fig. 196.



„Der Spannbogen (Fig. 196) besteht aus auf einander liegenden Flacheisen, die durch conische Bolzen mit einander verbunden sind und deren abwechselnde Stösse je nach der Grösse des Querschnitts entweder durch ein durchlaufendes Flacheisen oder durch eigene Stossplatten gebunden sind. — Für grosse Querschnitte legt man zwei solche Flacheisenbänder neben einander, um auf Zug nur Eisen zu verwenden, das nur im Ganzen erhitzt worden war, gut geschweisst und gewalzt ist, und um die Bolzen nicht zu lang machen zu müssen.

Fig. 197.

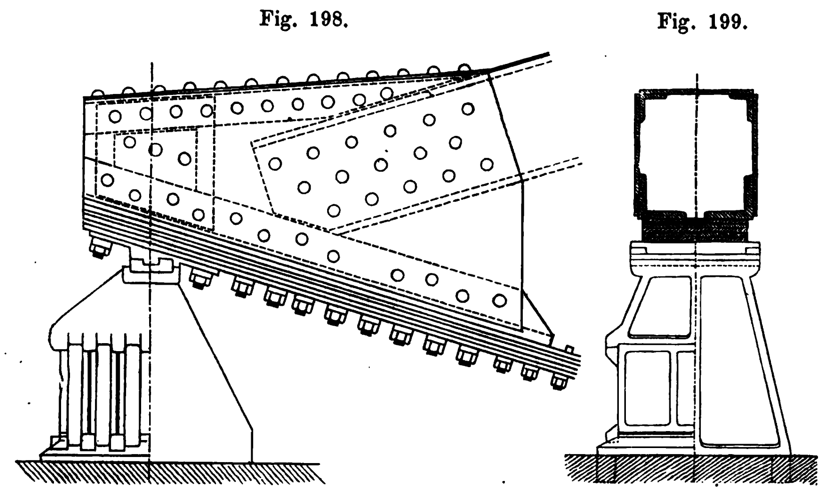


„Der Druckbogen (Figur 197) ist bei allen grösseren Objecten in kastenförmigem Querschnitt angeordnet, dessen Dimensionen unter Berücksichtigung der Weite der Felder bestimmt und bei dem die Massen möglichst in die Ecke gelegt werden.

Anmerk. Neuerdings werden offene, leichter auszuführende Querschnitte angewendet, z. B. Doppel-Tform, wie bei der Mainzer Rheinbrücke.

„Die Verbindung der beiden Bögen an den Enden geschieht durch den sogenannten Bogenschuh (Fig. 198 und 199), welcher entweder aus Gusseisen oder gewöhnlicher aus Schmiedeisen construirt ist, und sowohl genügende Fläche für die vollständige Befestigung der Gurtungen als auch genug Stärke besitzt, um der Tendenz zum Abscheeren über dem Stützpunkt zu widerstehen.

Fig. 198. Fig. 199.

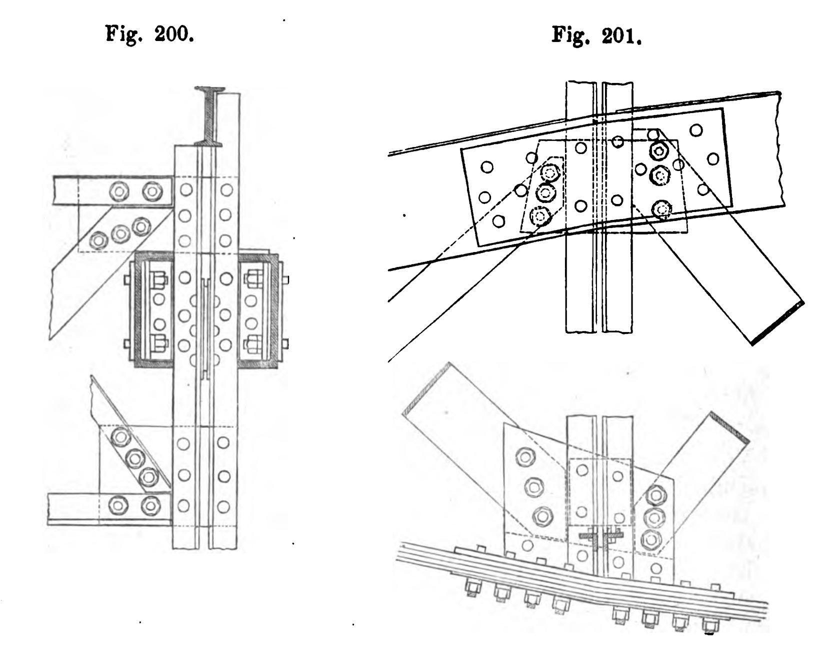


„Die vertikalen Pfosten sind aus Winkeleisen in Kreuz- oder doppelt Tform gebildet und oben der in ihnen wirkenden Spannung gemäss mit Bolzen an den Druckbogen befestigt, unten auf dem Spannbogen L aufstehend, dass keine Seitenbewegung möglich ist. (Fig. 200 und 201.) — In diese Pfosten sind die Träger der Fahrbahntafel angebracht und müssen sie daher je nach der Lage der Fahrbahn über den Druckbogen hinaus oder unter den Spannbogen hinabgehen, wodurch ihr verschiedener Querschnitt bedingt ist (zu vergleichen Schluss von N⁰. **169**).

„Die Diagonalen bestehen aus Flacheisen, die an ihren Enden an Bleche verbolzt sind, welche in entsprechender Verbindung mit den Gurtungen und Pfosten stehen (Fig. 200).

„Die ganze Trägerconstruction liegt an jedem Ende mittelst einer ebenen auf einer cylindrischen Stahlfläche von grossem Radius (Fig. 198), welche Anordnung zum Zweck hat, die elastische Biegung des Trägers möglich zu machen, ohne einseitigen starken Druck auf die Stützflächen hervorzurufen. Eine Längen- oder Querverschiebung dieser beiden Flächen ist durch die auf beiden Seiten befindlichen Vorsprünge, die wie Zähne in einander greifen, verhindert. — Die untern Stützplatten sind auf gusseiserne Stühle

Fig. 200. Fig. 201.



befestigt (Fig. 198), von denen der eine unmittelbar auf dem Auflagersteine feststeht, während der andere, wegen der Längenveränderung der Brücke durch Temperaturwechsel, auf Stelzen steht, deren auf beiden Seiten angegossene Zähne zwischen entsprechende Zähne am Rollstuhl und an der Bodenplatte eingreifen, um den Parallismus zu erhalten. — Die Cylinderflächen der Stelzen sind gedreht und wälzen sich auf abgehobelten ebenen Flächen. — Es wird die Höhe der Stelzen so gewählt, dass die Maximalneigung derselben bei den Extremen der Temperatur eine bestimmte, nahezu gleiche Grösse für die verschiedenen Lichtweiten wird.“

Anmerk. Die Stahlplatte zwischen Lagerstuhl und Bogenschuh wird neuerdings mit der an letzterem befestigten zweiten Stahlplatte mittelst eines Metalldorns verbunden, so dass die zahnartigen Vorsprünge wegfallen. — Die Stelzen werden durch schmiedeiserne Rollen ersetzt. — Diese neueren Anordnungen sind auch auf den Tafeln X. und XII. ersichtlich.

Herr Gerber sagt weiterhin:

„Alle Hauptverbindungen geschehen durch konische Bolzen, welche auf dem Konus $\frac{1}{100}$ gedreht, mit wenig stärkerem Kopfe, mit Mutter und Unterlagscheibe versehen sind; die cylindrisch gebohrten Löcher werden mit konischen Reibahlen ausgerieben, bis der Bolzen auf eine gewisse, durch Erfahrung bestimmte Weite hineinpasst, dann dieser durch einige Hammerschläge eingetrieben und zugleich die Mutter scharf angezogen, um das Eisen fest zu-

sammenzupressen. — Dadurch wird das Eisen um das Loch herum etwas comprimirt und der Bolzen füllt es vollkommen aus. — Die Unterlagscheiben sind verhältnissmässig stark, damit kein Schraubengewinde im Eisen sich befindet, sondern letzteres ganz mit dem gedrehten Bolzenschaft ausgefüllt ist. — Nachdem die Muttern so fest als möglich angezogen sind, werden sie verstemmt, damit sie durch die Erschütterungen nicht möglicherweise losgehen können, wozu übrigens das Bestreben kaum vorhanden ist, da in Folge der beschriebenen Anordnung der Bolzen kein Stoss auf die Mutter geschehen kann. Diese konischen Bolzen wurden zum ersten Male bei der Isarbrücke zu Heselohe zur Anwendung gebracht.

Anmerk. In der Eisenbauanstalt bei Mainz wird gegenwärtig vorzugsweise warme Nietung angewendet; vorbeschriebene konische Bolzen in der Regel nur da, wo die warme Nietung nicht befriedigend ausgeführt werden kann.

„Von den verschiedenen zur Anwendung kommenden Eisen werden die Elasticitätsverhältnisse für Zug mittelst einer besonders hiezu construirten Maschine ermittelt und auf derselben sämmtliche Flacheisen, die auf Zug in Anspruch genommen werden, mit 1200 Kilo per □Cent. gereckt unter Prellung durch Hammerschläge. — Es werden dadurch schlecht geschweisste Stellen sichtbar und die Eisen innerhalb dieser Belastung elastischer, d. h. ihre permanente Verlängerung durch spätere Belastung Null.

„Zum Schutze des Eisens gegen die Einflüsse der Athmosphärilien wird dasselbe durch Beizen und Scheuern von dem daran haftenden Hammerschlag und Rost gereinigt und dann in siedendes Oel gebracht, so dass durch die grosse Sitzhitze des Oels jede Spur von Feuchtigkeit entfernt und eine fest haftende Firnissschichte auf dem Eisen gebildet wird. Durch diese Operation wird der Uebelstand vermieden, der beim gewöhnlichen Verfahren entsteht, dass der unter dem Anstreich befindliche Rost schnell weiter greift, diesen hebt und daher fortwährende Reparaturen nöthig macht.

„Alle Diagonalen werden beim Montiren durch eigenthümliche Vorrichtungen um $\frac{1}{6000}$ ihrer Länge gespannt, damit möglicherweise noch vorhandene kleine Biegungen verschwinden und die Diagonalen bei dem Anfange der Biegung des Trägers sofort in Wirksamkeit treten.

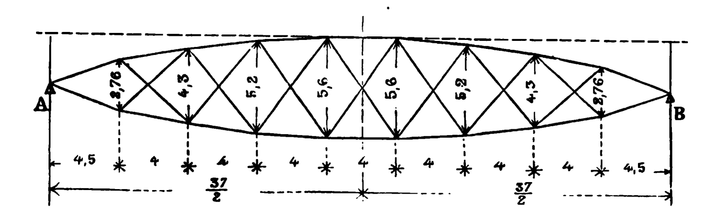
„Die Aufstellung der Pauli'schen Träger hat auf einem Gerüste zu geschehen, und wird man gewöhnlich dieses in die zu überbrückende Oeffnung setzen und die Träger am Platze montiren. Wo die Herstellung eines derartigen Gerüstes unthunlich ist, kann man die Träger an geeigneten Orten fertig zusammensetzen, zwischen die Pfeiler flössen und dann aufziehen, nach Art der grossen Brücken in England.“

172. Im Iahre 1864 wurden auf der von Nürnberg nach Würzburg führenden Eisenbahn mehrere Brücken nach Pauli's System ausgeführt, wobei die Stützweite der Träger je 37 Meter betrug; die bedeutendste ist die Mainbrücke bei Kitzingen, welche 5 solcher Oeffnungen erhielt.

In Tafel XIII. ist ein Träger dieser Brücke dargestellt; die Zeichnungen hiezu sind, wie die nachfolgenden Notizen, einem autographirten Hefte entnommen, welches Herr Ingenieur Gerber uns gefälligst mitgetheilt hat.

Wir ersehen aus Tafel XIII., dass die Fahrbahn oberhalb angebracht ist; Querträger von einfacher Fachwerksconstruction sind je an den Knotenpunkten des Systems in Entfernungen von 4,0^{m} an den Vertikalständern angebracht; die Querträger nehmen Schwellenträger von Blechbalken auf, welche letztere zur unmittelbaren Aufnahme des Bahnoberbaues dienen.

Fig. 203.



Die Hauptabmessungen der Hauptträger sind aus beistehender Fig. 203 ersichtlich. — Die obern Gurtungen bestehen aus zwei ⊔ Eisen von je 62,25 □Cent. Querschnitt (siehe die Fig. 200 und 201), sowie aus einem Flacheisen (Kopfblech) von 340^{mm} Breite und 8^{mm} Dicke; diese Gurtungen haben somit einen Querschnitt von 151,7 □Cent., wobei keine Nietlöcher abgezogen sind. — An den Knotenpunkten sind sämmtliche Gurtungsglieder gestossen, insbesondere sind die Kopfbleche daselbst unterbrochen (wodurch der Durchgang der Vertikalständer ermöglicht wird) und wird die Verbindung sämmtlicher Glieder durch ein System von Stossplatten hergestellt.

Die untern Gurtungen bestehen je aus einer 4fachen Lage von Flacheisen von 280^{mm} Breite und 13^{mm} Dicke, welche nach Abzug von einem Nietloch von 20^{mm} Breite und 52^{mm} Höhe einen Gesammtquerschnitt von 125,2 □Cent. repräsentiren.

Die Diagonalen bestehen aus Flacheisen, welche sämmtlich 12^{mm} dick sind und in der Breite zwischen 120^{mm} und 180^{mm} variiren; wenn man nämlich diejenigen Streben betrachtet, deren Fussenden gegen A, deren Kopfenden gegen B gerichtet sind, so nehmen dieselben von A nach B an Breite stetig zu; diese Breiten

sind nämlich im 2. bis 8. Felde der Reihe nach 12, 12, 14, 16, 18, 18, 18 Centimeter.

Die Vertikalen bestehen aus je 4 Winkeln von je 80mm Schenkelbreite und 9mm Dicke, somit von je 13,5 und zusammen 54 □Cent. Querschnitt. — Diese Winkel sind mit der obern Gurtung mittelst Zwischengliedern von Winkel- und Flacheisen verbunden, während sie auf der untern Gurtung mittelst eines genau eingesetzten kurzen Stehblechs aufgesetzt sind; letzteres wird von zwei polygonalen Blechen umfasst, welche zur Befestigung der Diagonalen dienen, beziehungsweise letztere umfassen.

173. Das Eisengewicht p′ setzt sich für jede Oeffnung folgendermassen zusammen:

Tabelle LII.

Bezeichnung der Brückenbestandtheile.	Walzeisen.	Bolzen, Niethen und Schrauben	Summe des Schmiedeisens.
1. Tragrippen (Hauptträger) . . .	28,60ts	1,46ts	30,06ts
2. Verspannungen	2,00	0,10	2,10
3. Fahrbahntafel	9,02	0,54	9,56
4. Trottoir mit Geländer	1,96	0,09	2,05
Summa	41,58	2,19	43,77

Wenn man die Posten (1.) und (2.) als Gewicht der Hauptträger, die Posten (3.) und (4.) als Gewicht der Fahrbahntafel annimmt, so erhält man bei einer Länge der Brücke von 37 Meter als Eisengewicht per laufenden Meter und Geleise:

$$p' = 23{,}5 \times l + 314 = 1180 \text{ Kilo} \quad . \; . \; . \; . \quad \text{I.}$$

woraus $C = 23{,}5$ und $F' = 314$.

Für die statische Berechnung ist noch das Gewicht des Oberbaus hinzuzurechnen, nämlich per Meter:

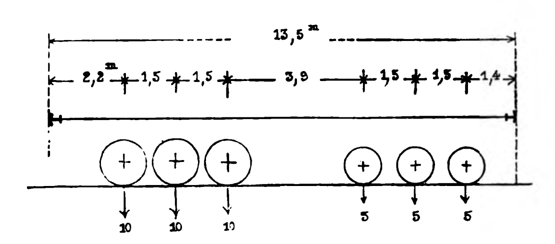
Holz und Schienen . . . . . 520 Kilo,
Kiesdecke . . . . 1000 „
zus. p″ = 1520 Kilo.

woraus sich als Gesammteigengewicht ergiebt:

$$p = p' + p'' = 23{,}5\, l + 1834 = 2700 \text{ Kilo} \quad . \; . \; . \; . \; . \quad \text{II.}$$

Als Verkehrslast wurden 3 Locomotiven angenommen, deren Raddistanzen und Gewichte in Fig. 204 dargestellt sind; hienach wurde das Angriffsmoment zu 649,6 Mtons berechnet, woraus die stellvertretende variable Last:

Fig. 204.



$$k = \frac{649,6 \times 8^{ts}}{37^2} = 3800 \text{ Kilo per Meter} \quad . \quad . \quad . \quad \text{III.}$$

bestimmt wird.

Aus Gleichung II. und III. folgt:

$$q = p + k = 6500 \text{ Kilo} \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad \text{IV.}$$

Ferner erhalten für die Belastung der einen Brückenhälfte als stellvertretende gleichförmige Belastung nach Analogie der Tabelle XVII[a]:

$$k' = {}^5/_4\, k = 4750 \text{ Kilo} \quad . \quad . \quad . \quad . \quad \text{V.}$$

Die grösste Spannung, beziehungsweise grösste Pressung in den Gurtungen findet im Falle der gleichförmig vertheilten Maximallast statt und ist nach der Definition der Pauli'schen Träger in allen Fachen dieselbe; man bestimmt dieselbe daher am besten für das Mittelfach, und ist daselbst:

$$\max \mathfrak{M}_{4^1/_2} = \frac{q\, l^2}{8} = 6500 \, . \, \frac{37^2}{8} = 1112,3 \text{ Mts.}$$

$$\mathfrak{H}_{4^1/_2} = 5,6 \text{ M.}$$

somit nach Gleichung 255), indem das Moment auf beide Hauptträger zur Hälfte sich vertheilt:

$$U_{4^1/_2} = O_{4^1/_2} = \frac{1}{2} \, \frac{1112300}{5,6} = 98296 \text{ Kilo}$$

und die grösste mittlere Pressung in der obern Gurtung:

$$\mathfrak{B}_m = \frac{99286}{151,7} = 654 \text{ Kilo,}$$

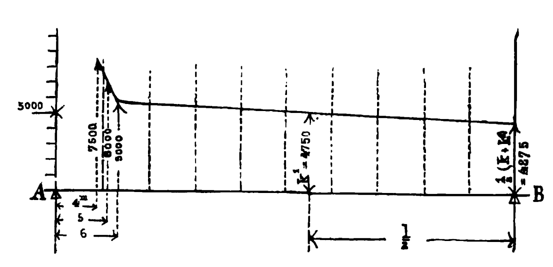
die grösste Spannung in der untern Gurtung:

$$\mathfrak{A} = \frac{99286}{132,2} = 734 \text{ Kilo.}$$

Bei Berechnung der schiefen Streben und Vertikalständer ist die grösste Vertikalkraft maassgebend; letztere findet

bei einseitiger Belastung und zwar dann statt, wenn die Last bis zur Mitte des betreffenden Feldes vorgerückt ist; die Grösse k variirt mit der Länge der variablen Last, wie solches in Fig. 134 dargestellt ist; hienach ist für den vorliegenden Fall die Fig. 205 construirt, wo für jede Länge der Ueberlast das zugehörige k sich mit dem Zirkel abnehmen oder nach arithmetischer Proportion berechnen lässt.

Fig. 205.



Das in den N⁰. **162**. und **163**. angegebene Rechnungsverfahren ist in der nachstehenden Tab. LIII. übersichtlich dargestellt.

Nachdem nämlich die einzelnen k nach Anleitung von Fig. 205 für jedes Fach angeschrieben sind, werden die $\mathfrak{M}_{m-1}$ und $\mathfrak{M}_m$ für jedes Fach nach Gleichung 240) und 241) bestimmt, woraus sich sodann nach Gleichung 244) die betreffende Strebenkraft und nach Gleichung 245) die Spannung $\mathfrak{A}$ ergiebt.

Zur Bestimmung der Kraft in den Vertikalständern werden die Grössen max $\mathfrak{V}_m$ nach Gleichung 239) angeschrieben und da die zugehörigen $\mathfrak{M}_{m-1}$ nach Vorstehendem schon bekannt sind, lassen sich die einzelnen V_{m-1} nach Gleichung 246) bestimmen. In dieser Gleichung ist P_u aus Tabelle LII. zu berechnen; indem das Eigengewicht der Hauptträger 32,16 Tons, somit per laufenden Meter 869 Kilo beträgt, so ist die für die Vertikale (m — 1) berechnete Belastung des untern Knotenpunkts:

für die beiden äussersten Knotenpunkte:

$$P'_u = \frac{1}{2}\, 4{,}25 \,.\, 869 \text{ Kilo} = 1846 \text{ Kilo},$$

für die zwischenliegenden Knotenpunkte:

$$P'_u = \frac{1}{2}\, 4{,}0 \quad 869 = 1738 \text{ Kilo}.$$

Die trigonometrischen Functionen der Gurtungs- und Strebenwinkel lassen sich aus Fig. 203 direct berechnen, ebenso die Grössen $\mathfrak{H}_m$ und $\mathfrak{H}_{m-1}$.

Wir ersehen aus Tabelle LIII., dass die einzelnen N von A nach B stetig zunehmen, wie auch in der Ausführung die Strebenquerschnitte von 12,0 □Cent. allmählig bis 19,2 □Cent. ansteigen; da bei Feststellung der Dimensionen für jede Strebe je die un-

Tabelle

$p = 2700$ Kilo $\frac{1}{2}\, p\, l = 50{,}0^{ts.}$

Index m =	1	2	3
Belastung von A bis $m + \frac{1}{2}$, somit $\lambda =$	$6{,}5^m$	10,5	14,5
Variable Last per Meter: $k_\lambda =$	5100^k	5000	4860
$A + B = \lambda k_\lambda + p l$	$133{,}15^{ts}$	152,50	170,47
$B = \frac{p l}{2} + \lambda k \frac{\lambda}{2 l}$	52,63 *)	57,17 *)	63,80
$A = k \lambda + p l - B$	80,52 *)	95,33 *)	106,67
$\mathfrak{M}_{m-1} = A\left(\lambda - \frac{d}{2}\right) - \left(\frac{p+k}{2}\right)\left(\lambda - \frac{d}{2}\right)^2$	$283{,}35^{mts.}$	532,76	742,75
$\mathfrak{H}_{m-1}$	$2{,}76^m$	4,3	5,2
$\frac{\mathfrak{M}_{m-1}}{\mathfrak{H}_{m-1}}$	102662^k	123753	142836
$\mathfrak{M}_m = B\left(1 - \lambda - \frac{d}{2}\right) - \frac{p}{2}\left(1 - \lambda - \frac{d}{2}\right)^2$	$403{,}53^{mts.}$	590,33	734,56
$\mathfrak{H}_m$	$4{,}3^m$	5,2	5,6
$\frac{\mathfrak{M}_m}{\mathfrak{H}_m}$	93845^k	113520	131171
$\frac{\mathfrak{M}_{m-1}}{\mathfrak{H}_{m-1}} - \frac{\mathfrak{M}_m}{\mathfrak{H}_m}$	8817^k	10233	11665
$\cos \varphi$	0,750	0,646	0,594
$N_m = \left(\frac{\mathfrak{M}'_{m-1}}{\mathfrak{H}_{m-1}} - \frac{\mathfrak{M}'_m}{\mathfrak{H}_m}\right)\frac{1}{\cos \varphi}$	5878^k	7920	9802
ω in □Centim.	12.0	12,0	14,4
$\mathfrak{A} = \frac{N_m}{\omega}$	490^k	660	680
$\mathfrak{V}_m = A - \lambda (k + p)$	$-29{,}54^{ts.}$	− 14,20	+ 2,95
$tg\, \beta_m$	0,1925	0,1125	0,0500
$tg\, \gamma_{m-1}$	0,3966	0,1127	0,1125
$P_{u_{m-1}}$	$1{,}85^{ts.}$	1,74	1,74
$V_{m-1} = \left\{\mathfrak{V}'_{m-1} - (tg \beta + tg \gamma_{m+1}) \frac{\mathfrak{M}'_{m-1}}{\mathfrak{H}_{m-1}} - P'_{u_{m-1}}\right\}$	9812^k	10818	12210
ω in □Centim.	54,0	54,0	54,0
$\mathfrak{V}_m$	182^k	200	226

LIII. Mainbrücke bei Kitzingen.

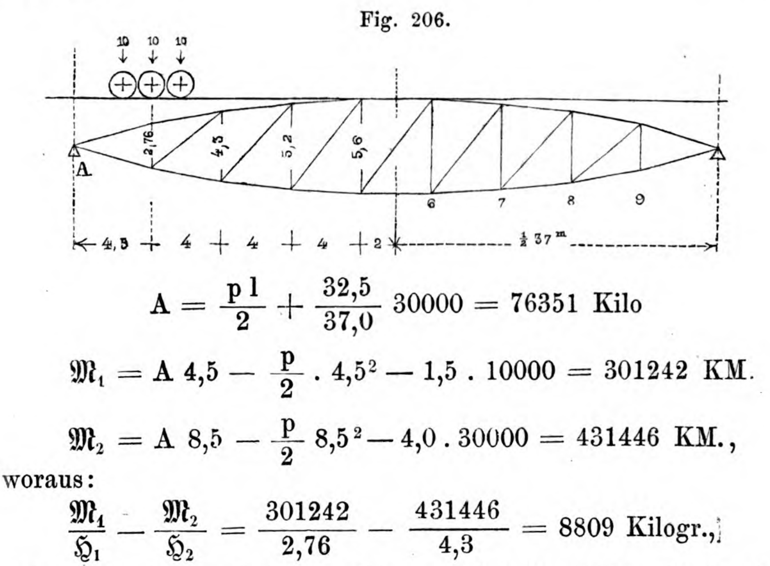
Fachweite d = 4^m, in den Endfeldern $4{,}5^m$.

4	5	6	7	8	Bemerkungen.
18,5	22,5	26,5	30,5	34,75	$\mathfrak{M}$ und $\mathfrak{V}$ sind für ein Geleise berechnet, müssen daher bei der Anwendung auf einen Hauptträger halbirt werden, welche halbirte Werthe mit $\mathfrak{M}'$ und $\mathfrak{V}'$ bezeichnet werden.
4750	4640	4530	4420	4300	
187,87	204,40	220,04	234,81	249,42	
71,97	81,74	93,00	105,57	120,17	
115,90	122,66	127,04	129,24	129,25	*) Die Auflagerdrücke für $\lambda = 6{,}5^m$ und $10{,}5^m$ sind nach Gleichung 238^a berechnet.
893,27	972,22	942,08	791,70	503,75	
5,6	5,6	5,2	4,3	2,76	
159512	173632	181165	184120	182500	
819,97	812,92	692,97	447,73		
5,6	5,2	4,3	2,76		
146423	156331	161155	162221		
13087	17300	20010	21900		
0,580	0,595	0,646	0,750		
11292	14537	15480	14540		
16,8	19,2	19,2	19,2		
670	757	806	757		
+ 21,92	+ 42,49	+ 64,55	+ 87,92	+ 114,1	Die Kraft in den Vertikalen erreicht bei Bewegung der Last von A nach B in den Vertikalen V_{m-1}, bei der Bewegung von B nach A je in den Vertikalen V_m das Maximum für den betreffenden Knotenpunkt.
0,00	— 0,050	— 0,1125	— 0,1925	— 0,3066	
0,050	0,00	— 0,050	— 0,1125	— 0,1935	
1,74	1,74	1,74	1,74	1,85	
14077	16034	16685	15010	10532	
54,0	54,0	54,0	54,0	54,0	
261	297	309	278	195	

günstigste Stellung der Locomotiven aufgesucht und die Gurtungskräfte nach den betreffenden concentrirten Lasten genau berechnet wurden, so dürften die Resultate der Tabelle LIII. als Beweis dienen, dass unser Verfahren trotz seiner allgemeineren Ausdrucksweise den Einfluss der concentrirten Lasten genugsam berücksichtigt.

Wir wollen letzteres durch eine direkte Rechnung für die dem Auflager A nächstgelegene Strebe N_2 nachweisen. Letztere wird nämlich am meisten in Anspruch genommen, wenn die Locomotive mit ihrem Mittelrad gerade über der Vertikalen (1) angekommen ist, wie solches in Fig. 206 dargestellt ist; für diese Belastungsweise ist:

Fig. 206.



$$A = \frac{p\,l}{2} + \frac{32,5}{37,0}\,30000 = 76351 \text{ Kilo}$$

$$\mathfrak{M}_1 = A\;4,5 - \frac{p}{2}\,.\,4,5^2 - 1,5\,.\,10000 = 301242 \text{ KM.}$$

$$\mathfrak{M}_2 = A\;8,5 - \frac{p}{2}\,8,5^2 - 4,0\,.\,30000 = 431446 \text{ KM.},$$

woraus:

$$\frac{\mathfrak{M}_1}{\mathfrak{H}_1} - \frac{\mathfrak{M}_2}{\mathfrak{H}_2} = \frac{301242}{2,76} - \frac{431446}{4,3} = 8809 \text{ Kilogr.},$$

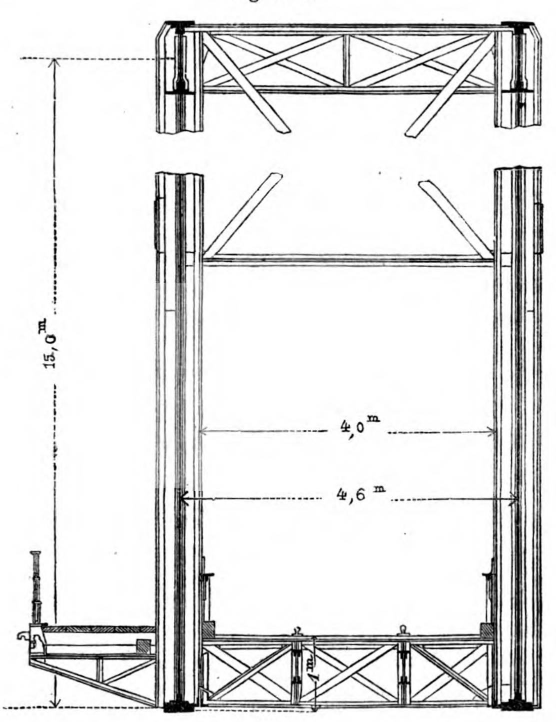
während wir in Columne (1) der Tabelle LIII. hiefür 8817 gefunden haben; die genaue Uebereinstimmung ist Zufall; doch ist ein annäherndes Resultat durch Bestimmung der Auflagerdrücke nach Gleichung 238ᵃ) bedingt.

174. Die bedeutendste der nach Pauli'schem System erbauten Brücken ist die Rheinbrücke bei Mainz, worüber die Maschinenfabrik von Klett & Comp. in Nürnberg, welche mit Projectirung und Ausführung der Eisenconstruction betraut war, im Jahre 1861 eine besondere Veröffentlichung hat erscheinen lassen.

Die Brücke geht in schiefer Richtung über den Rhein der Art, dass die 4 grossen Oeffnungen normal zum Fluss 90 M., nach der Brückenaxe 101,29 M. lichte Weite haben; an die 4 grossen Oeffnungen schliessen sich 28 Fluthöffnungen von zusammen 551 M. Lichtweite an.

Für die 4 grossen Hauptöffnungen war massgebend, dass die Unterkante der Eisenconstruction 14,0 Meter über dem Nullpunkt des Pegels sich befinden musste, so dass die Schiffe beim höchsten schiffbaren Wasserstand mit umgelegten Masten die Brücke passiren können; aus diesem Grunde musste die Fahrbahntafel möglichst tief gelegt und deren Constructionshöhe auf 1 Meter beschränkt werden, wie aus beistehender Querschnittskizze ersichtlich ist (Fig. 207).

Fig. 207.



Die Fachweite der Mainzer Rheinbrücke beträgt 8 Meter, welche Weite durch besondere $1\,^3/_4$ Meter hohe Längenträger überspannt wurde; letztere sind ganz geeignet für die unter der Fahrbahntafel angebrachte Horizontalverstrebung und nehmen ferner in der Mitte jedes Faches je einen Querträger auf, während andere Querträger an den Vertikalständern selbst befestigt sind. Hienach beträgt die Distanz der Querträger 4,0 Meter und befinden sich zwischen letztern Schwellenträger von gewöhnlichen Blechbalken eingeschoben. — Bei der beschriebenen Anordnung war nahezu die ganze Constructionshöhe der Fahrbahntafel (1,0 Meter) für die Querträger disponibel, welche demgemäss als Fachwerke construirt werden konnten.

Die für Gurtungen und Vertikalständer angewendete allgemeine Anordnung ist aus Fig. 207 ersichtlich; sämmtliche Details sind entsprechend den in N⁰. **170.** aufgeführten Grundsätzen.

Im Mai 1860 wurde mit dem Bau der Werkstätten begonnen (welche seitdem als „Eisenbauanstalt Gustavsburg bei Mainz" in Thätigkeit geblieben sind) und waren sämmtliche Eisentheile bereits angearbeitet, als im März 1862 mit dem Aufstellen der 4 Hauptträger begonnen werden konnte. — In Entfernungen von 25 M. wurden Joche eingerammt und darüber besondere schmiedeiserne Hilfsträger behufs Herstellung eines festen Aufstellungsgerüstes angebracht; am 7. Juni desselben Jahres wurde mit dem Aufbringen der definitiven Eisenconstruction in der zunächst Gustavsburg gelegenen Oeffnung begonnen und schon Mitte September war diese (4.) Oeffnung, mit Anfang Dezember aber die ganze Brücke vollständig zusammengesetzt, so dass am 4. Dezember die erste Probefahrt stattfinden konnte.

Das Gewicht der Eisenconstruction der Mainzer Rheinbrücke wird für eine der grossen Oeffnungen von 105,2 M. Stützweite bei 15,0 M. geometrischer Trägerhöhe angegeben wie folgt:

Hauptträger, incl. Auflagersäulen . . .	268,26	tons,
Fahrbahntafel	63,55	„
Consolen und Geländer (auf einer Seite angebracht)	7,48	„
zusammen	339,29	tons,

woraus das Eisengewicht per laufenden Meter:

$$p' = 24{,}33\,l + 676 = 3230 \text{ Kilo.}$$

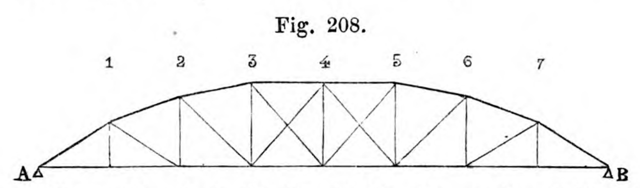
Hiebei sind die Gurtungsquerschnitte der Hauptträger nach der in N⁰. **39.** angeführten Regel bestimmt, wonach bei dreifach gedachter Verkehrsbelastung eine Grenz-Spannung von 1600 Kilo per □Cent. angenommen wurde. Die Hauptträger der grossen Oeffnungen haben hienach eine wirkliche grösste Spannung von 820 Kilo auszuhalten, was in Tabelle XIII. dem Verhältnisse $\frac{p}{k} = \frac{3340}{2930} = 1{,}14$ entspricht.

175. Während parabolische Träger (wie die denselben nahestehenden Pauli'schen Träger) in sämmtlichen Feldern Gegenstreben erfordern, sind letztere bei geradlinig begränzten Trägern nur in der Mitte, zwischen den Abscissen a und (l — a) nothwendig.

Letzteren Vortheil auch bei gekrümmter Gurtungsform zu erhalten, bezweckt das System Schwedler, dessen Aufriss in nachstehender Figur 208 skizzirt ist und welches gleichfalls den unsymmetrischen Systemen angehört; bei diesen Trägern wird die Gestalt der Gurtungen in der Weise bestimmt, dass in sämmtlichen Feldern (mit Ausnahme der Mittelfelder) die Strebenkraft für min $\mathfrak{V}$ gerade gleich Null wird, so dass also in diesem Momente im be-

trachteten Felde weder Haupt- noch Gegenstrebe wirkt, während bei allen anderen Belastungen die Kraft in der Hauptstrebe einen positiven Werth hat; es kommen somit die Gegenstreben gar nicht zur Wirkung und können (mit Ausnahme der Mittelfelder) ganz weggelassen werden.

Fig. 208.



Herr Schwedler hat die Vortheile der vorbeschriebenen Anordnung in der Berliner deutschen Bauzeitung, Jahrgang 1867, in folgender Weise beschrieben:

„Im Vergleich zum geraden Balken haben die Diagonalen bedeutend geringere Querschnitte, die Vertikalen sind nach den Auflagern hin weniger hoch, also leichter und stabiler, die Endsäulen an den Auflagern fallen ganz fort und stellt sich somit ein geringeres Gewicht heraus.

„Im Vergleich zum Parabelbalken nehmen die Gurtungen nach den Auflagern hin im Querschnitt ab, anstatt zu, jedoch nicht so stark, als beim geraden Balken, so dass die Variation des Querschnitts mittelst langer Eisensorten bequem hergestellt werden kann. — Der Winkel, unter welchem die Gurtungen am Auflager zusammentreffen, ist grösser als beim Parabelbalken und es lässt sich die Ueberführung der gedrückten Gurtung in die gezogene desshalb leicht bewirken."

176. Zur Bestimmung der Gurtungsform denkt man sich die Träger in einzelne einfache Systeme zerlegt, deren $\mathfrak{M}$ und $\mathfrak{V}$ auf irgend eine Weise bestimmt worden sind; da das Schwedler'sche System unsymmetrisch ist, gerade untere Gurtungen und gezogene Diagonalstreben hat, da ferner diese letzteren nach der vorhergehenden Nummer nur in einer Richtung angebracht sind und hiebei in ähnlicher Weise wie beim geraden Träger wirken, so werden die Kräfte in den Diagonalen für die linkseitige Trägerhälfte nach Figur 140 und Gleichung 190) bestimmt und erhalten wir hienach:

$$N \sin \varphi = \mathfrak{V}' - \frac{\mathfrak{M}'_m}{\mathfrak{H}_m} \operatorname{tg} \beta_m \quad . \quad . \quad . \quad . \quad 256)$$

Soll nun diese Strebenkraft für min $\mathfrak{V}_m$ gleich Null sein, so muss sein:

$$\min \mathfrak{V}_m = \frac{\mathfrak{M}_m}{\mathfrak{H}_m} \operatorname{tg} \beta_m \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad 257)$$

wo min $\mathfrak{V}_m$ und $\mathfrak{M}_m$ gleichzeitige Werthe bedeuten. — Indem man nun für irgend einen Knotenpunkt die Trägerhöhe $\mathfrak{H}_m$ vorläufig

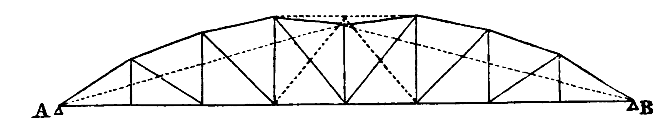
annimmt, kann man die gegenseitige Lage der übrigen Knotenpunkte nach Gleichung 257) bestimmen und erhält damit für diejenige Seite, von welcher die Last eingerückt gedacht ist, direct die Form der obern Gurtung. Herr Schwedler giebt hiefür die Gleichung:

$$\mathfrak{H}_x = \frac{4\,f\,x}{l^2}\,(l - x)\,\frac{p + \frac{k}{2}}{p + k\frac{x}{l}} \quad \ldots \ldots \quad 258)$$

wo f eine ideelle Trägerhöhe in der Mitte, x die Abscisse des jeweils betrachteten Knotenpunkts bezeichnet. (Die Grössen $\mathfrak{H}_x$, l, p und k haben die sonst in diesem Buche angewendete Bedeutung.)

Den Coordinatenursprung in A vorausgesetzt, ist die Gleichung 258) nur zwischen A und der Brückenmitte gültig; die andere Trägerhälfte wird symmetrisch gegen die Mitte angeordnet, wie solches Fig. 209 angiebt. — In der Ausführung wird in den

Fig. 209.



mittlern Feldern die obere Gurtung, welche daselbst einen einspringenden Winkel bilden würde, horizontal abgegrenzt, wodurch in den hienach modifizirten Mittelfeldern Gegenstreben nothwendig werden, welche in Fig. 209 durch punktirte Linien angegeben sind.

In N⁰. 47 des Jahrgangs 1868 der deutschen Bauzeitung hat Herr E. Grütefien darauf aufmerksam gemacht, dass die nach Gleichung 258) bestimmte Gurtungsform, welche die unterste Grenzlage für die obern Knotenpunkte angiebt, eine für jede Länge der Verkehrslast constante, gleichförmig vertheilte Belastung voraussetzt, wie solche in Wirklichkeit nicht besteht; eine genaue Berücksichtigung der durch eine bestimmte Locomotivbelastung hervorgerufenen Momente zeigt, dass die Grenzlage für die obern Knotenpunkte höher anzunehmen ist, wie auch Herr Schwedler selbst neuerdings abweichende Formen schon aus ästhetischen Gründen angewendet hat.

Eine richtigere Grenzlinie werden wir mit Hilfe der Gleichung 257) dann erhalten, wenn wir bei Bestimmung der min $\mathfrak{V}_m$ und zugehörigen $\mathfrak{M}_m$ ein variables, der Länge λ der Ueberlast jeweils entsprechendes k_λ annehmen, wie solches durch Figur 134 des Nähern angegeben ist.

177. Indem wir nunmehr die praktischen Formeln für ein einfaches Schwedler'sches System anschreiben, so ist bei Be-

rechnung der Gurtungsstärke die gleichförmig vertheilte Maximallast in Betracht zu ziehen, welche per laufenden Meter und Geleise mit $q = p + k$ bezeichnet wird; unter Beibehaltung der in N⁰. **134.** erläuterten Bezeichnungen erhalten wir nach den Gleichungen 175)—179ᵃ) für diesen Fall:

$$A = \frac{q\,l}{2} \quad \ldots\ldots \quad 259)$$

$$\mathfrak{M}_m = A\,x_m - \frac{q\,x_m^{\,2}}{2} \quad \ldots \quad 260)$$

$$\mathfrak{V}_m = A - q\,x_{m-1/2} \quad \ldots \quad 261)$$

worauf für die Gurtungskräfte sich nach den Gleichungen 185) bis 186) ergiebt:

$$O_m \cos\beta_m = U_{m+1} = \frac{\mathfrak{M}'_m}{\mathfrak{H}_m} \quad \ldots\ldots \quad 262)$$

$$U_m = O_{m-1}\cos\beta_{m-1} = \frac{\mathfrak{M}'_{m-1}}{\mathfrak{H}_{m-1}} \quad \ldots \quad 263)$$

und zwar ist für die obere Gurtung:

$$\mathfrak{B}_m = \frac{O_m}{\Omega} \quad \ldots\ldots \quad 264)$$

$$\mathfrak{B} = \left(1 + K\,\frac{\Omega\,L^2}{\Theta}\right)\frac{O_m}{\Omega} \quad \ldots \quad 265)$$

und endlich für die untere Gurtung:

$$\mathfrak{A} = \frac{U_m}{\Omega} \quad \ldots\ldots \quad 266)$$

Die Kräfte in den Streben und Vertikalen haben zwar im vorliegenden Falle der gleichförmig vertheilten Maximallast keine Maximalwerthe, doch kann es von Interesse sein, dieselben zu kennen; und erhalten wir nach der Gleichung 189) für die linkseitige, zunächst dem Auflager A gelegene Brückenhälfte:

$$N_m \cos\varphi = \left(\frac{\mathfrak{M}'_m}{\mathfrak{H}_m} - \frac{\mathfrak{M}'_{m-1}}{\mathfrak{H}_{m-1}}\right) \quad \ldots \quad 267)$$

$$N_m \sin\varphi = \mathfrak{V}'_m - \frac{\mathfrak{M}'_m}{\mathfrak{H}_m}\,\mathrm{tg}\,\beta_m \quad \ldots \quad 267^a)$$

und indem wir Gleichgewicht um den untern Knotenpunkt m anschreiben:

$$V_m = N_m \sin\varphi - P'_u \quad \ldots\ldots \quad 268)$$

Indem wir das Eigengewicht $p = C\,l + F$ setzen (s. Gleichung 213) so erhalten wir:

$$P_u = \left(k + \frac{C\,l}{2} + F\right) d \quad \ldots\ldots \quad 269)$$

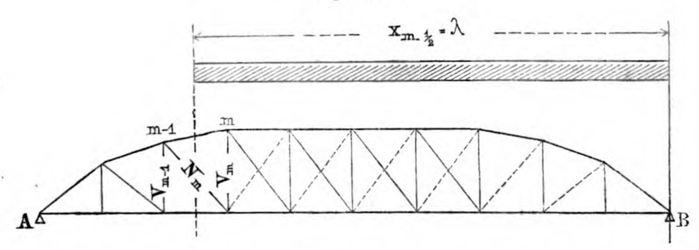
wo d die mittlere Fachweite der beiden links und rechts von m befindlichen Felder bezeichnet.

Für den mittleren Vertikalständer, der unterhalb von zwei verschieden gerichteten Diagonalkräften angegriffen ist, erhalten wir mittelst Gleichgewichts um den obern Knotenpunkt nach Gleichung 194):

$$\left.\begin{aligned} V_{1/2\,l} &= P'_0 \\ P_0 &= {}^1/_2\, C\, l \,.\, d \end{aligned}\right\} \quad \ldots\ldots\ldots \quad 269^{a})$$

wo P'_0 meist gleich $^1/_2\, P_0$ zu setzen ist.

Fig. 210.



Uebergehend auf die Bestimmung der grössten Kräfte in den Diagonalstreben und Vertikalständern haben wir die grösste einseitige Belastung ins Auge zu fassen und zwar ist für Bewegung der Last vom rechtseitigen Auflager B bis zur Mitte des betrachteten Feldes entsprechend den für Parabelträger entwickelten Gleichungen 238)—241):

$$\left.\begin{aligned} A &= \frac{p\,l}{2} + \lambda\, k\, \frac{\lambda}{2\,l} \\ B &= \frac{p\,l}{2} + \lambda\, k\, \frac{2\,l - \lambda}{2\,l} \end{aligned}\right\} \quad \ldots\ldots \quad 271)$$

$$\mathfrak{V}_m = A - (k + p)\,\lambda \quad \ldots\ldots\ldots \quad 272)$$

ferner gleichzeitige Angriffsmomente:

$$\mathfrak{M}_{m-1} = A\left(l - \lambda - \frac{d}{2}\right) - \frac{p}{2}\left(l - \lambda - \frac{d}{2}\right)^2 \quad \ldots \quad 273)$$

$$\mathfrak{M}_m = B\left(\lambda - \frac{d}{2}\right) - \frac{q}{2}\left(\lambda - \frac{d}{2}\right)^2 \quad \ldots\ldots\ldots \quad 274)$$

Es folgt hieraus für die Diagonalstreben nach Gleichung 188):

$$N_m \cos\varphi = \frac{\mathfrak{M}'_m}{\mathfrak{H}_m} - \frac{\mathfrak{M}'_{m-1}}{\mathfrak{H}_{m-1}} \quad \ldots\ldots \quad 275)$$

$$\mathfrak{A} = \frac{N_m}{\omega} \quad \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \quad 276)$$

Der Fusspunkt der Strebe N_m ist für die betrachtete Brückenhälfte gegen B gerichtet, weil die entgegengesetzten Diagonalen

(mit Ausnahme der Mittelfelder) ganz fehlen; man erhält demgemäss für die Vertikale V_m mittelst Gleichgewichts um den untern Knotenpunkt m:

$$V_m = N_m \sin \varphi - P'_{u_m} \quad \ldots \ldots \quad 277)$$

Diess ist jedoch nicht die stärkste Anstrengung dieser Vertikalen, welche vielmehr — bei unterhalb angebrachter Fahrbahn — nach der Darstellung in N⁰. **151.** dann stattfindet, wenn die Last von B bis zur Mitte der Diagonale m + 1 vorgerückt ist; hienach erleidet bei der in Figur 210 dargestellten Belastung die Vertikale V_{m-1} ihre grösste Anstrengung und wir erhalten:

$$\begin{aligned} V_{m-1} &= -\frac{\mathfrak{M}'_{m-1}}{\mathfrak{H}_{m-1}} \operatorname{tg} \beta_{m-1} - \mathfrak{V}'_{m-1} - P'_{u_{m-1}} \\ &= -\frac{\mathfrak{M}'_{m-1}}{\mathfrak{H}_{m-1}} \operatorname{tg} \beta_{m-1} - \mathfrak{V}'_m + P'_{o_{m-1}} \end{aligned} \quad \ldots \quad 278)$$

in welcher Gleichung $\mathfrak{V}_m$ zwischen dem Auflager A und der Abscisse l — a (Gleichung 207 zu vergleichen) negativ ist.

Gegen das Auflager B hin wird $N_m \cos \varphi$ nach Gleichung 275) negativ, was bedeutet, dass anstatt den Streben N die entgegengesetzt gerichteten Streben T zur Wirkung kommen; für diese Felder ist daher nach Gleichung 192):

$$V_m = \frac{\mathfrak{M}'_m}{\mathfrak{H}_m} \operatorname{tg} \beta_{m+1} + \mathfrak{V}'_m + P'_{o_m} \quad \ldots \quad 279)$$

$$\left.\begin{aligned} V_{m-1} &= \frac{\mathfrak{M}'_{m-1}}{\mathfrak{H}_{m-1}} \operatorname{tg} \beta + \mathfrak{V}'_{m-1} + P'_{o_{m-1}} \\ &= \frac{\mathfrak{M}'_{m-1}}{\mathfrak{H}_{m-1}} + \mathfrak{V}'_m - P'_{u_{m-1}} \end{aligned}\right\} \quad \ldots \quad 280)$$

An den Vertikalen max $\frac{\mathfrak{M}}{\mathfrak{H}}$, wo die gezogenen Diagonalstreben ihre Richtung ändern, wird entsprechend der Figur 142ᵃ Gleichgewicht um den obern Knotenpunkt angeschrieben und nach Gleichung 194) erhalten:

$$V_m = P'_o + \frac{\mathfrak{M}'_m}{\mathfrak{H}_m} (\operatorname{tg} \beta_m - \operatorname{tg} \beta_{m+1}) \quad \ldots \quad 281)$$

indem bei der vorausgesetzten Bewegung der Last von B gegen A der Punkt max $\frac{\mathfrak{M}}{\mathfrak{H}}$ stets auf der rechten Brückenhälfte liegt.

In den vorstehenden Gleichungen 271)—281) ist die Last stets von B bis zur Mitte des Feldes (m — 1) vorgerückt gedacht, wobei die im halbbelasteten Felde befindliche variable Belastung in der Vertikale m concentrirt angenommen wird; hienach ist in allen vorgenannten Gleichungen:

$$P_{u_{m-1}} = P_{o_m} = P_{o_{m-1}} = \tfrac{1}{2}\, C l \,.\, d \quad \ldots \ldots \quad 282)$$

$$P_{u_m} = (k + \tfrac{1}{2}\, C l + F)\, d \quad \ldots \ldots \quad 283)$$

indem in beiden Gleichungen d die mittlere Weite der beiden an der betrachteten Vertikale anstossenden Felder bezeichnet.

178. Die Formeln 259)—283) sind, wie auch die für Parabelträger angewendeten Gleichungen auf die allgemeinen Formeln 175) — 179ᵃ), sowie 185) — 194ᵃ) gegründet, indem in beiden Fällen ein einfaches, unsymmetrisches System mit gezogenen Diagonalstreben vorausgesetzt ist.

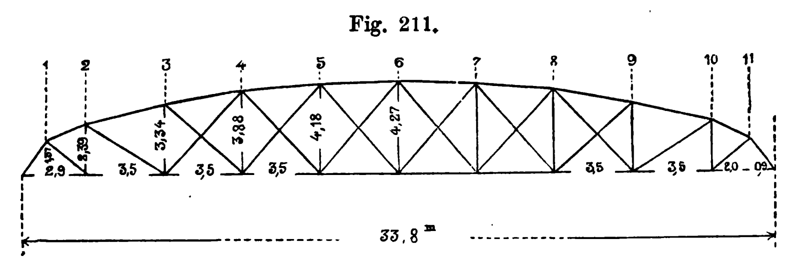
Beiderlei Gleichungen müssen für die Streben gekrümmter Träger mit unterhalb liegender Fahrbahn dasselbe Resultat geben, wenn man berücksichtigt, dass in den Gleichungen 238)—252) die Last von A nach B, in den Gleichungen 271)—283) aber von B nach A rückend gedacht ist.

Bei mancher Aehnlichkeit der parabolischen Träger mit denen des Schwedler'schen Systems, und bei vielfacher Uebereinstimmung der zur Berechnung dienenden Formeln ist als Hauptunterschied hervorzuheben, dass diejenigen Diagonalstreben, welche beim Schwedler'schen System ganz fehlen, bei den Parabelträgern gerade am meisten in Anspruch genommen sind.

Herr J. W. Schwedler hat nach seinem System schon eine grössere Anzahl Brücken projectirt, von denen mehrere in der Berliner Zeitschrift für Bauwesen von Erbkam eingehend beschrieben sind; hierunter sind auch die Strassenbrücken über die Oder in Breslau; diese unterscheiden sich von den Eisenbahnbrücken insbesondere dadurch, dass in Folge des grossen Eigengewichts der Strassenfahrbahn nur ein einziges Feld mit Kreuzstreben nothwendig wird, die Gurtungskurve selbst aber nahezu einem Kreisbogen entspricht; in Folge dessen haben diese Brücken ein wesentlich gefälligeres Aussehen, als die nach Gleichung 258) construirten Eisenbahnbrücken.

179. Eine etwas abweichende Trägerform zeigt die **Brücke über den Colomak**, welche von F. Laissle für die Charkow-Krementschug-Bahn projectirt wurde und wobei die Berechnung nach vorstehenden Formeln 259)—283) geschehen ist.

Fig. 211.

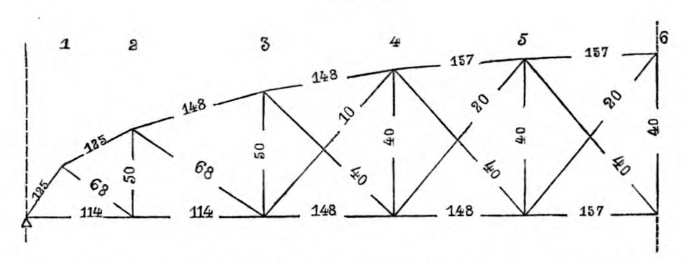


Diese Brücke, deren Details den erwähnten Schwedler'shcen Brücken nachgebildet sind, hat eine Spannweite von 33,8^m erhalten, welche Länge in 10 Felder getheilt ist (s. Figur 211). —

Eigenthümlich ist die Anordnung der Endfelder, welche gebrochene obere Gurtungen und je eine weitere Diagonale zeigen; in Folge dessen ist der Winkel, unter welchem beide Gurtungen sich verbinden, steiler (weniger spitz) und war es insbesondere möglich, die reine Ellipsenform der obern Gurtung durchzuführen; es mussten indess von den vorhandenen 10 Feldern die 6 mittleren Gegenstreben erhalten, was theilweise vermieden worden wäre, wenn zwischen 2 Viertels-Ellipsen ein gerades Stück eingeschaltet worden wäre.

Die Brücke ist in Tafel XIV. aufgezeichnet und ist hieraus die Construction der Hauptträger sowohl als der Fahrbahn ersichtlich; die Querschnittdimensionen der Hauptträger sind in Figur 212 nach Quadratcentimetern eingeschrieben, wobei die Abzüge für Nietlöcher bereits vollzogen sind.

Fig. 212.



Das Eigengewicht der Colomakbrücke setzt sich folgendermassen zusammen, je in Kilo per laufenden Meter ausgedrückt:

Hauptträger:		
Obere Gurtung	430 Kilo	
Untere „	393 „	
Vertikalständer	153 „	
Diagonalstreben	150 „	
Windkreuze	34 „	
		1160 Kilo.
Fahrbahntafel:		
Querträger	180 Kilo	
Schwellenträger	280 „	
Fahrschienen	68 „	
Querschwellen und Bedielung .	182 „	
		710 Kilo.
	Zusammen	1870 Kilo.

Hienach beträgt das Eigengewicht bei $33{,}8^m$ Spannweite:

$$p = 34{,}3\, l + 710 = 1870 \text{ Kilo}$$

und das Eisengewicht abzüglich von Schienen, Schwellen und Bedielung:

Colomak-Brücke. Tabelle

$p = 1870^k$ $k = 4564^k$ $q = 6434^k$

Index m =	1	2
x_m	$0{,}91^m$	2.9
$\mathfrak{H}_m$	$1{,}37^m$	2,39
$\mathfrak{M}_m = Ax_m - \frac{q}{2} x_m^2$ Nach Gleichung 260).	$90{,}46^{mts}$ *)	288,3
$\frac{\mathfrak{M}_m}{\mathfrak{H}_m}$	$66{,}03^{ts}$	120,6
$U_m = \frac{\mathfrak{M}'_{m-1}}{\mathfrak{H}_{m-1}} = \frac{1}{2} \frac{\mathfrak{M}_{m-1}}{\mathfrak{H}_{m-1}}$ Nach Gleichung 263).		$33{,}01^{ts}$
Ω_m in Quadratcentimetern		114
$\mathfrak{A} = \frac{U_m}{\Omega_m}$ in Kilo		289
$\frac{1}{\cos \beta}$	1,696	1,135
$O_m = \frac{\mathfrak{M}'_m}{\mathfrak{H}_m} \frac{1}{\cos \beta}$ Nach Gleichung 262).	$55{,}98^{ts}$	68,44
Ω_m in Quadratcentimetern	125	125
$\mathfrak{B}_m = \frac{O_m}{\Omega_m}$ in Kilo	448	547
$N_m \cos \varphi = \frac{\mathfrak{M}'_m}{\mathfrak{H}_m} - \frac{\mathfrak{M}'_{m-1}}{\mathfrak{H}_{m-1}}$ Nach Gleichung 267).		27280^k
$\cos \varphi$ $tg\, \varphi$		0,822 0,690
N_m		33190^k
$N_m \sin \varphi = \left(\frac{\mathfrak{M}'_m}{\mathfrak{H}_m} - \frac{\mathfrak{M}'_{m-1}}{\mathfrak{H}_{m-1}}\right) tg\, \varphi$		18820
$P'_u = \frac{1}{2} d \left(q - \frac{C\, l}{2}\right)$ Nach Gleichung 230).		9360
$V_m = N_m \sin \varphi - P'_u$ Nach Gleichung 268).		9460

LIV. Berechnung der Gurtungen.

$l = 33,8^m$ $A = q\frac{l}{2} = 108,735^{ts}$.

3	4	5	6	Bemerkungen.
6,4	9,9	13,4	16,9	
3,34	3,88	4,18	4,22	
564,1	761,2	879,4	918,8	*) $\mathfrak{M}_1 = \frac{0,91}{2,90}\mathfrak{M}_2$.
168,9	196,2	210,4	215,2 *)	*) Da $\frac{\mathfrak{M}}{\mathfrak{H}}$ seinen grössten Werth in der Trägermitte hat, so sind im vorliegenden Falle der gleichförmigen Maximalbelastung die Fusspunkte sämmtlicher gezogenen Diagonalen gegen die Brückenmitte gerichtet.
60,30	84,45	98,10	105,20	
114	148	148	157	
529	570	663	670	
1,036	1,012	1,004	1,00	
87,49	99,28	105,62	107,60	
148	148	157	157	
591	632	673	685	
24150	13650	7100	2400	
0,826 0,683	0,724 0,690	0,670 1,109	0,666 1,194	
29240	18850	10600	3600	
16090	13020	7870	2865	
10245	10245	10245	10245	
5845	2775	— 2375	— 4515 *)	*) $V_6 = 2 N_6 \sin\varphi - P'_u$.

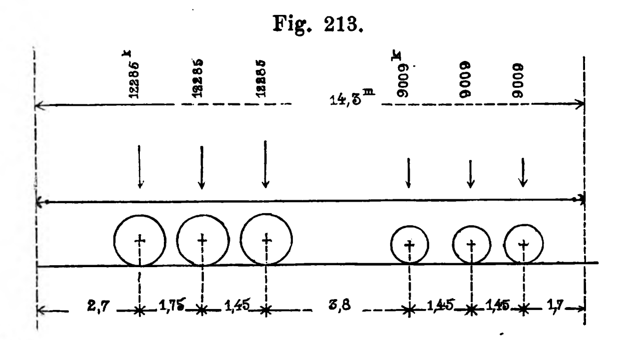
$$p' = 34{,}3\,l + 460 = 1620,$$

je per laufenden Meter der eingeleisigen Brücke.

Anmerk. Das Project hat in der Ausführung eine Aenderung erfahren, indem als lichte Weite zwischen den Hauptträgern 16′ englisch oder $4{,}877^m$ vorgeschrieben wurden.

Bezüglich der Verkehrslast wurde angenommen, dass die Brücke mit Locomotiven, wie solche in Fig. 213 skizzirt sind, befahren werde, so dass im Falle der Maximalbelastung drei solche Maschinen in Rechnung kommen; für diesen Fall wurde ermittelt, dass eine gleichförmig vertheilte Last k = 4564 Kilo dasselbe max $\mathfrak{M}$ in der Brückenmitte hervorrufen würde.

Fig. 213.



180. Nachdem im Vorstehenden Eigengewicht und Verkehrslast bestimmt und die Dimensionen der Eisenconstruction durch Tafel XIV. und Figur 213 gegeben sind, so kann nunmehr die im Material herrschende Spannung und Pressung nach den Gleichungen 259)—283) bestimmt werden.

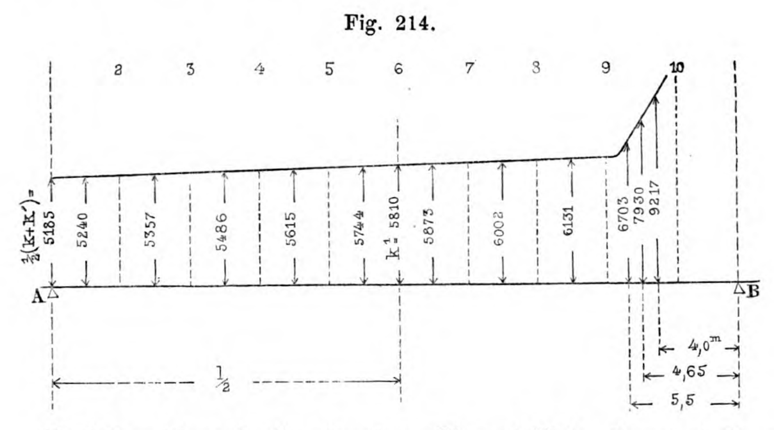
Die Gurtungen haben ihre grösste Anstrengung im Falle gleichförmig vertheilter Maximallast auszuhalten und sind die betreffenden Spannungen und mittleren Pressungen nach den Gleichungen 259)—266) bestimmt und in der vorstehenden Tabelle LIV. zusammengestellt worden. — Es sind in dieser Tabelle aber auch die der Maximallast entsprechenden Strebenkräfte N und V eingetragen, wozu die Gleichungen 267)—269) gedient haben.

Die grösste Anstrengung der Diagonalstreben und Vertikalständer findet bei einseitiger Belastung statt, für welche ein mit der Länge der variablen Last wechselnder Werth k in Rechnung zu nehmen ist. — Die in Figur 213 skizzirte Locomotive hat besondern Tender und überhaupt ähnliche Verhältnisse wie die der Tabelle XVII^a. zu Grunde gelegte Güterlocomotive, es darf desshalb das der Belastung der halben Brücke entsprechende k^1 nach Maassgabe genannter Tabelle und demgemäss bei $33{,}8^m$ Spannweite

$$k^1 = 1{,}275\,k = 1{,}275\,.\,4560 = 5810 \text{ Kilo}$$

genommen werden. — Indem wir nunmehr das in Figur 134 dargestellte Verfahren auf den vorliegenden Fall anwenden, so erhalten wir für die Abscissen $\lambda = 4^m$, $4{,}65^m$ und $5{,}5^m$ die zugehörigen $k_\lambda = \frac{36882}{4{,}0}$, $\frac{36882}{4{,}65}$ und $\frac{36882}{5{,}5}$, ferner für die unsymmetrische Belastung der ganzen Brücke $k_o = \frac{k + k'}{2} = 5185$ Kilo und ergeben sich schliesslich die in Figur 214 dargestellten Werthe k_λ für die je bis zur Fachmitte vorgerückte Belastung. Diese Werthe k_λ in den Gleichungen 271) — 274) eingesetzt, erhalten wir die Angriffsmomente $\mathfrak{M}$ und Vertikalkräfte $\mathfrak{V}$ in einer Weise, welche der Belastung mit den in Fig. 213 skizzirten Locomotiven möglichst vollständig entspricht.

Fig. 214.



Nachdem hienach die einzelnen $\mathfrak{M}$ und $\mathfrak{V}$ bestimmt sind, erhalten wir die Kräfte in den Diagonalstreben nach Gleichung 275), die Kräfte in den Vertikalständern nach den Gleichungen 277) bis 283) und sind in den Tabellen LV. und LVI. diese Strebenkräfte und deren Entwicklung zusammengestellt.

Die Formeln 277) — 283) geben für eine bis zur Fachmitte (m — 1) vorgerückte Ueberlast die in den Vertikalständern wirkenden Kräfte V_{m-1} und V_m zu beiden Seiten des betrachteten Faches; nach den Erläuterungen der N⁰. **151**. geben im vorliegenden Falle — wo die Fahrbahn an den untern Knotenpunkten befestigt ist — die Kräfte V_{m-1} die grösste Anstrengung der betreffenden Vertikalständer, wie diess insbesondere auch aus nachfolgender Tabelle LVI. ersichtlich ist. — (Es ist hiebei mit jedem V_{m-1} das in der vorhergehenden Vertikalcolumne befindliche V_m zu vergleichen.)

Die Werthe V_m sind in genannter Tabelle theilweise negativ, wonach die betreffenden Vertikalen bei der betrachteten Belastung

Tabelle

Colomak-Brücke. $p = 1870^k$ $l = 33{,}8^m$

Index m =	2	3	4	5
k_m	$2{,}9^m$	6,40	9,90	13,40
$\lambda = l - x_m - \frac{d}{2} =$	$32{,}35^m$	29,15	25,65	22,15
k_λ nach Fig. 114. $q = k_m + p =$	5240^k 7110^k	5357 7227	5486 7356	5615 7485
$A + B = pl + \lambda k_\lambda$	$232{,}72^{ts}$	$219{,}36^{ts}$	203,92	187,58
$A = \frac{pl}{2} + \lambda k_\lambda \frac{\lambda}{2l}$	$112{,}72^{ts}$	98,94	84,86	72,36
B	$120{,}0^{ts}$	$120{,}42^{ts}$	119,06	115,22
$\mathfrak{M}_{m-1} = A\left(l - \lambda - \frac{d}{2}\right) - \frac{p}{2}\left(l - \lambda - \frac{d}{2}\right)^2$	$96{,}05^{mts}$ *)	276,06	504,91	626,72
$\mathfrak{H}_{m-1}$	$1{,}37^{mts}$	2,39	3,34	3,88
$\frac{\mathfrak{M}_{m-1}}{\mathfrak{H}_{m-1}}$	$70{,}1^{ts}$	116,76	151,17	161,01
$\mathfrak{M}_m = B\left(\lambda - \frac{d}{2}\right) - \frac{q}{2}\left(\lambda - \frac{d}{2}\right)^2$	$313{,}65^{mts}$	586,80	744,58	792,99
$\mathfrak{H}_m$	$2{,}39^m$	3,34	3,88	4,18
$\frac{\mathfrak{M}_m}{\mathfrak{H}_m}$	$131{,}23^{ts}$	175,67	191,90	189,71
$N_m \cos\varphi = \frac{1}{2}\left\{\frac{\mathfrak{M}_m}{\mathfrak{H}_m} - \frac{\mathfrak{M}_{m-1}}{\mathfrak{H}_{m-1}}\right\}$	30565^k	29465	20377	14350
$\cos\varphi$	0,822	0,826	0,724	0,670
N_m	37184^k	35680	28145	21434
ω_m in □Centim.	68	68	40	40
$\mathfrak{A} = \frac{N_m}{\omega_m}$	547^k	524	703	536

LV.

$p\,l = 63{,}2^{ts}$. Berechnung der Diagonalstreben.

6	7	8	9	10	11	Bemerkungen.
16,90	20,40	23,90	27,45	30,90	32,9	
18,65	15,15	11,65	8,15	4,65	4,65 *)	*) $\lambda_{11} = \lambda_{10}$, weil Punkt (11) kein Lastpunkt ist. —
5744 7614	5873 7743	6002 7872	6131 8001	7930 8800		
170,33	152,17	133,13	113,17	100,08		
61,16	51,54	43,65	37,63	34,14		
109,17	100,63	89,48	75,54	65,94		
651,62	586,00	501,18	365,26	233,475		*) $\mathfrak{M}_1 = \frac{0{,}915}{2{,}900} \mathfrak{M}_2$, weil Punkt (1) nicht belastet.
4,18	4,27	4,18	3,88	3,34		
155,89	137,47	119,90	94,14	69,90		
757,71	653,29	499,78	319,63	150,02	73,63 *)	*) $\mathfrak{M}_{11} = \frac{0{,}915}{2{,}9} \mathfrak{M}_{10}$.
4,27	4,18	3,88	3,34	2,39	1,37	
177,45	156,29	128,81	95,70	64,02	53,74	
10783	9412	4453	780	—2940 *)	—8077 *)	*) Negatives $N_m \cos\varphi$ bedeutet Zug in den Streben T_{10} und T_{11}.
0,667	0,634	0,667	0,670	(0,826)	(0,822)	
16170	14845	6676	1165	(-3560) *)	(-9960) *)	
28	20	20	10	(68)	(68)	
577	742	334	116	(72)	(146)	

Colomak-Brücke. Tabelle

$$p = C\,l + F = 1160 + 710 \text{ Kilo},$$

Index m =	2	3	4	5
x_m	2,9m	6,4	9,9	13,4
$\lambda = l - x_m + \frac{d}{2}$	32,35m	29,15	25,65	22,15
k_λ	5240k	5357	5486	5616
$q = p + k$	7110k	7227	7356	7485
B nach Tabelle LV.	120,00 ts.	120,42	119,06	115,22
$\mathfrak{B}_m = \lambda\,(p + k) - B$	110,0 ts.	90,24	69,62	50,57
$P'_{um} = \frac{1}{2}\,(k + \frac{1}{2}\,C\,l + F)\,d$	10448k *)	11630	11808	12082
$P'_{um-1} = \frac{1}{2}\,(F + \frac{1}{2}\,C\,l)\,d$		2064 *)	2257	2257
$P'_{om} = \frac{1}{2}\,C\,l\,d$	9,28k	1015	1015	1015
$\frac{\mathfrak{M}'_{m-1}}{\mathfrak{H}_{m-1}}$ nach Tabelle LV.	70,11 ts.	116,76	151,17	161,01
$tg\,\gamma_{m-1}$		0,514	0,271	0,154
$\frac{\mathfrak{M}'_{m-1}}{\mathfrak{H}_{m-1}}\,tg\,\beta_{m-1}$		30,02 ts.	20,48	12,40
$V_{m-1} = -\,\mathfrak{B}'_m + P'_{om} - \frac{\mathfrak{M}'_{m-1}}{\mathfrak{H}_{m-1}}\,tg\,\beta_{m-1}$		16115	15345	13900
ω_{m-1}		50	50	40
$\mathfrak{B}_m$		322	307	322
$N_m \cos\varphi$ nach Tabelle LV.	30565k	29465	20377	14350
$tg\,\varphi$	0,69	0,683	0,954	1,109
$N_m \sin\varphi = N_m \cos\varphi\,tg\,\varphi$	21090k	20124	19440	15914
$V_m = N_m \sin\varphi - P'_{um}$	10642k	8494	7632	3832

LVI. Berechnung der Vertikalständer.

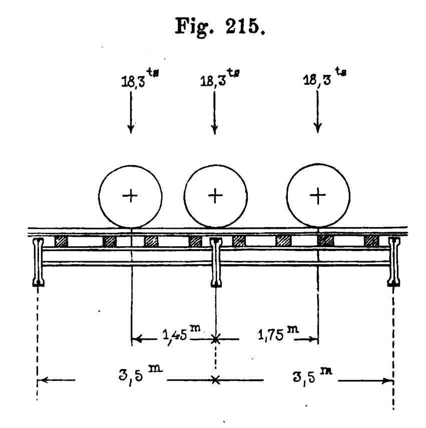
$l = 33{,}80^m$, Fachweite $x_{m+1} - x_m = d$.

6	7	8	9	10	11	Bemerkungen.
16,9	20,4	21,9	27,4	28,9	30,9	
18,65	15,15	11,65	8,15	4,65	4,65	$\lambda_{11} = \lambda_{10}$, weil Punkt (11) nicht belastet ist.
5744	5873	6002	6131	7930		
7614	7743	7872	8001	9800		
109,17	100,63	89,48	75,54	65,94		
32,83	16,63	2,23	— 10,34	— 20,37		
12310	12533	12761	12985	14752 *)		*) Für die äussersten Vertikalständer ist als mittlere Fachweite $\frac{1}{2}$ (3,5 + 2,9) zu setzen.
2257	2257	2257	2257	2257		
1015	1015	1015	1015	928		
155,89	137,47	119,90	94,14	69,90		
0,086	0,026	— 0,026	— 0,086	— 0,154		
6,70	1,78	— 1,56	— 4,05			
10730	7550	3690	— 107			
40	40					
268	189					
10783	9412	4453	780	— 2940 *)	— 8077 *)	*) Negatives N bedeutet, dass die Streben entgegengesetzter Richtung (T) in Anspruch genommen sind.
1,194	1,22	1,194	1,109	0,683 *)	0,69 *)	
12875	11483	5317	865	1828 *)	5573 *)	
565	— 1150	— 7444	— 2240 **)	— 9179 **)		**) Nach Gleichung 281).

auf Zug in Anspruch genommen sind. — Die Zugkräfte erreichen ihre grössten Werthe für V_m und zwar wird der Zug desto grösser sein, je kleiner die Strebenkraft und je grösser die unmittelbar angehängte Belastung P_u ist; erhebliche Zugkräfte finden demgemäss nur an belasteten Knotenpunkten statt und namentlich beim Eintritt der variablen Last, bei welcher die untern Knotenpunkte (10) und (8) besonders kleine Diagonalenkräfte aufzunehmen haben; solche kleine Strebenkräfte finden bei gleichmässig vertheilter Maximallast in der Brückenmitte statt, wesshalb in Tabelle LIV. der Werth V_6 einen nicht ganz unbedeutenden Zug darstellt. (Dieser Zug beträgt circa 112 Kilogr. per Quadratcentimeter, während derselbe Vertikalständer nach Tabelle LVI. einen grössten Druck von 189 Kilogr. auszuhalten hat.)

Anmerk. Die vorliegende Brücke über den Colomak konnte nach denselben Formeln berechnet werden, wie die Kitzinger Mainbrücke (s. N⁰. **172.**), doch ist das Rechnungsverfahren, abgesehen davon, dass bei der Colomakbrücke die untere Gurtung geradlinig, die Rechnung somit etwas vereinfacht ist, auch in andern Punkten verschieden. Bei Brücken, welche den parabolischen Trägern nahe stehen, sind die zunächst dem Auflager befindlichen Diagonalstreben bei dem Eintritt der Ueberlast am meisten in Anspruch genommen, wesshalb bei der Berechnung Bewegung der Last von A nach B angenommen ist; wenn die Brückenträger, wie bei der Colomakbrücke, dem Schwedler'schen System nachgebildet sind, so sind die Diagonalstreben beim Eintritt der Ueberlast wenig in Anspruch genommen (theoretisch soll die Strebenkraft hier Null sein); die grössten Strebenkräfte finden wie beim geraden Träger dann statt, wenn mehr als die Hälfte der Brücke belastet ist, wesshalb hier Bewegung der Last von B nach A zu Grunde gelegt ist. — Ein weiterer Unterschied in beiderlei Berechnungen ist dadurch bedingt, dass die Kitzinger Mainbrücke oberhalb, die Colomakbrücke unterhalb belastet ist.

Fig. 215.

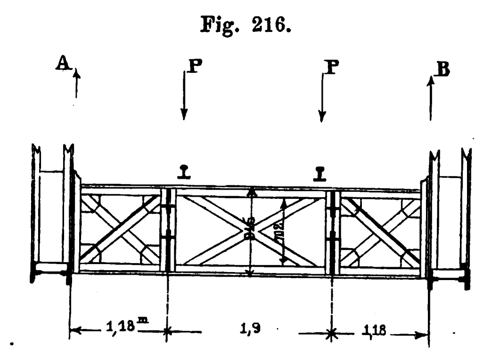


181. Die Querträger werden am meisten in Anspruch genommen bei der in Figur 215 skizzirten Stellung der Locomotive; es ergiebt sich als Locomotivbelastung des Querträgers II:

$$12300\left(1+\frac{2,05}{3,50}+\frac{1,75}{3,50}\right) = 25600 \text{ Kilo.}$$

Hiezu das Eigengewicht der Fahrbahn mit 710 Kilo per Meter, somit auf $3,5^m$ Länge . .	2485 „
Zusammen	28085 Kilo.

Fig. 216.



Diese Querträgerbelastung ist auf die beiden Lastpunkte gleichmässig zu vertheilen, wie obenstehende Figur 216 zeigt.

Hienach beträgt der Auflagerdruck A 14040 Kilo, somit:

$$\mathfrak{M}_1 = \mathfrak{M}_2 = 14040 \times 1,18 = 16567 \text{ KM.}$$

Dieses Moment ist auf die ganze Länge des mittleren Faches gleich und misst der widerstehende Querschnitt der beiden Winkel nach Abzug der Nieten 40 □Centim., wonach die im Material herrschende Spannung nach Gleichung 35)

$$\left.\begin{aligned}\mathfrak{M} &= \frac{\mathfrak{b}_0}{\mathfrak{b}}\,\mathfrak{B}\,.\,\Omega\,.\,\mathfrak{H}_0\\ \mathfrak{M} &= \frac{\mathfrak{a}_0}{\mathfrak{a}}\,\mathfrak{A}\,.\,\Omega\,.\,\mathfrak{H}_0\end{aligned}\right\}\quad \ldots\ldots \quad 284)$$

gefunden wird. — Indem wir in dieser Gleichung die Distanz $\mathfrak{H}_0$ der Gurtungsschwerpunkte $= 0,85^m$ und $\frac{\mathfrak{b}_0}{\mathfrak{b}} = \frac{\mathfrak{a}_0}{\mathfrak{a}} = 1$ setzen (indem gleichmässige Spannung des ganzen Gurtungsquerschnitts angenommen wird), so erhalten wir:

$$\mathfrak{A} = \mathfrak{B} = \frac{16567}{40\,.\,0,85} = 487 \text{ Kilo.}$$

Die in den Lastpunkten wirkende Kraft P = Auflagerdruck A $= 14040^k$ muss mittelst zweier gedrückten Strebenwinkel und eines gezogenen Strebenbandes auf die Auflager (d. h. zur Vertikalen des Hauptträgers) übertragen werden; nennen wir N die

Summe der in den vorgenannten Streben wirkenden Kräfte, welche denselben Winkel φ mit dem Horizont bilden, so ist somit:

$$\Sigma N \sin \varphi = A = 14040 \text{ Kilo},$$

$$\Sigma N = \frac{14040}{0,65} = 23000 \text{ Kilo},$$

welche Kraft durch folgenden Querschnitt aufgenommen wird:

2 Winkel à 16,77,	zusammen	33,54 □Cent.
1 Spannstrebe		12,90 „
	Zusammen	46,44 □Cent.
Hievon ab 2 Nieten mit . .		5,0 „
	Bleiben	41,44 □Cent.,

wonach eine grösste Spannung von $\frac{230000}{41,4} = 555$ Kilo vorhanden ist.

Fig. 217.

Die Schwellenträger werden durch die in Figur 217 dargestellte Stellung der Locomotive am meisten in Anspruch genommen; der Auflagerdruck B wird gefunden:

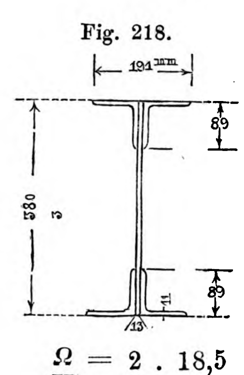
$$B = \frac{211 + 0,66}{3,50} \cdot 12300 = 9734^k,$$

woraus das Moment an der Querschwelle III. sich ergiebt:

$$\mathfrak{M}_3 = 9734 \times 1,39 = 12530 \text{ KM}.$$

Dieses Moment vertheilt sich auf zwei Schwellenträger, deren jeder somit ein grösstes Angriffsmoment von 6265 KM. auszuhalten hat.

Fig. 218.



Die Querschnittdimensionen der Schwellenträger sind in beistehender Figur 218 verzeichnet und findet sich nunmehr die grösste Spannung in der Gurtung, indem man in Gleichung 150) $\mathfrak{b}_0 = \mathfrak{a}_0 = \frac{\mathfrak{H}_0}{2}$, $\mathfrak{b} = \mathfrak{a} = \mathrm{H}$ setzt, wonach:

$$\mathfrak{M} = \mathfrak{A}\,\frac{\mathfrak{H}_0^{\,2}}{\mathrm{H}}\,(\Omega + {}^1/_6\,\delta\,\mathfrak{H}_0) \quad . \; . \; . \quad 150)$$

In dieser Gleichung ist:

$\Omega = 2 \,.\, 18{,}5$ . . . . =	37,0	□Cent.
Hievon ab 1 Niete	7,0	„
	30,0	□Cent.
Hiezu $^1/_6\,\delta\,\mathfrak{H}_0 = {}^1/_6\,(1{,}3 \times 3{,}3) =$	7,1	„
Zusammen	37,1	□Cent.

$$\frac{\mathfrak{H}_0^{\,2}}{\mathrm{H}} = 0{,}309^{\mathrm{m}}, \text{ somit:}$$

$$\mathfrak{A} = \mathfrak{M} \,.\, \frac{1}{0{,}309} \,.\, \frac{1}{37{,}1} = \frac{6265}{11{,}46} = 547 \text{ Kilo.}$$

182. Zwei Brücken nach gedoppeltem Schwedler'schen System sind die Weserbrücke bei Höxter (Spannweite $58{,}25^{\mathrm{m}}$) und die Elbbrücke bei Tangermünde (Hämerten) an der Berlin-Lehrte-Eisenbahn (Spannweite $65{,}9^{\mathrm{m}}$).

Erstere Brücke war in der Pariser Ausstellung vom Jahre 1867 durch Modell und Zeichnungen dargestellt und ist auch in der Berliner Zeitschrift für Bauwesen (1867) veröffentlicht.

Die zweite dieser in mehrfacher Beziehung sehr ähnlichen Brücken ist durch Herrn J. W. Schwedler selbst, gleichfalls in der Berliner Zeitschrift für Bauwesen (1868), veröffentlicht worden und soll als neueres Project der folgenden Darstellung zu Grunde gelegt werden.

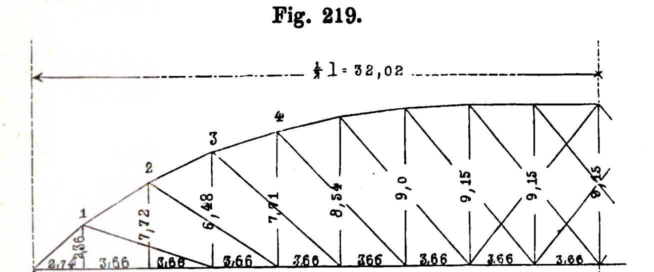
Anmerk. In den Figuren 219 — 222, sowie in der zugehörigen Berechnung sind in Folge einer Verwechslung des englischen mit dem preussischen Maasse durchweg die Längenangaben entsprechend zu niedrig; Tabelle LVII. bleibt aber richtig, ebenso die daran geknüpfte Betrachtung, weil in dem Ausdrucke der Gurtungskräfte q in demselben Maasse zu gross ist, als die Längen-Angaben zu klein sind, die übrigen Maasse sich aber in Nenner und Zähler ausgleichen.

Die allgemeine Anordnung der Brückenconstruction sowie einzelne Details sind auf Tafel XV. gegeben und ist hiezu zu bemerken, dass die Brücke für zwei Geleise bloss zwei Hauptträger erhalten hat und dass mit Ausnahme der Pfosten (1), (2), (16) und (17) an sämmtlichen Knotenpunkten obere Querverbindungen angebracht werden konnten; letztere fehlen nur an den Enden je auf circa 10 Meter Länge.

Die Längenmaasse der einzelnen Fachwerksglieder sind aus der folgenden Figur 219 ersichtlich, indem in Folge der symmetrischen Anlage des Hauptträgers die Aufzeichnung der einen Brückenhälfte zur Darstellung dieser Längenmaasse genügt.

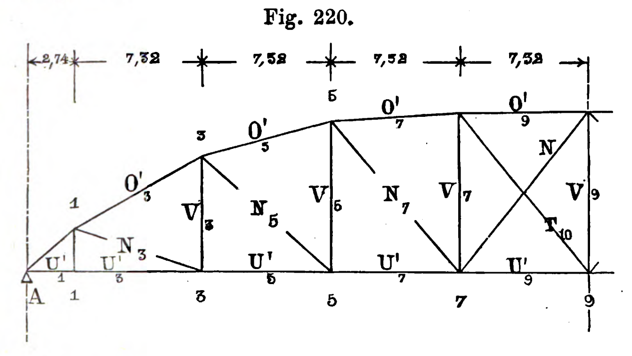
Die Berechnung dieser doppelten Systeme geschah nun in der Weise, dass man jedes der beiden Strebensysteme je mit den

Fig. 219.



betreffenden Lasten versehen abgesondert denkt, wobei die Gurtungen beiden Systemen gemeinsam sind, daher die obere polygonale Gurtung durch eine stetige Kurve ersetzt gedacht wird.

Fig. 220.

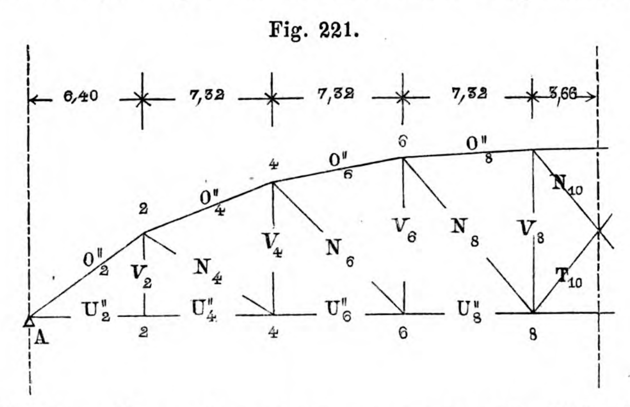


Die Figuren 220 und 221 stellen die beiderlei Systeme dar, welche wir als erstes, beziehungsweise zweites System bezeichnen; ersteres enthält die ungeraden, letzteres die geraden Knotenpunkte.

Jedes dieser beiden Systeme wird nun für sich wie ein einfaches System gerechnet und können wir für jedes dieser Systeme unsere Formeln 259) — 283) anwenden, sobald wir die Lasten je über einen Theil des Brückensystems gleichförmig vertheilt annehmen dürfen. — Diese Annahme giebt nun im ersten System bei Belastung der linken Seite für den Knotenpunkt (1) eine geringere Ueberlast, im vorliegenden Falle nur etwa $^2/_3$ der Belastung der anstossenden Knotenpunkte, während bei Vereinigung beider Systeme dieser Knotenpunkt nahezu die volle Belastung

der andern Punkte (hier wegen geringerer Endfelderlänge nur $^7/_8$ dieser Belastung) aufzunehmen hat; die bezügliche Differenz ist desshalb von geringerem Belange, weil die in den Endfeldern wirkenden Gewichte auf die Grösse der Angriffsmomente weniger Einfluss üben. (Uebrigens findet eine ähnliche Ungenauigkeit, nur

Fig. 221.



in ungekehrtem Sinne, dann statt, wenn man sämmtliche Knotenpunkte trotz der geringeren Länge der Endfelder gleich belastet annimmt.)

Wir werden die Gurtungskräfte des ersten Systems mit O′ U′, die des zweiten mit O″ U″ bezeichnen. Bei den Strebenkräften (in den Diagonalen sowohl als in den Vertikalen) ist eine solche Unterscheidung nicht nothwendig, da jede Strebe nur einem der beiden Systeme angehört.

Dagegen sind für die Angriffsmomente und Vertikalkräfte gleichfalls neue Bezeichnungen einzuführen. Hier haben wir die auf einen Träger bezogenen Werthe mit $\mathfrak{M}'$ und $\mathfrak{V}'$ bezeichnet; werden letztere Grössen noch einmal und zwar auf jedes der einzelnen Systeme reduzirt, so bezeichnen wir die auf ein einzelnes System eines Trägers bezogenen Grössen mit $\mathfrak{M}''$ $\mathfrak{V}''$, so dass z. B. $\mathfrak{V}''_5$ nach Figur 220, $\mathfrak{V}''_6$ nach Figur 221 bestimmt wird, während für den ganzen Träger des doppelten Systems $\mathfrak{V}'_5 = (\mathfrak{V}''_5 + \mathfrak{V}''_6)$ wäre. — $\mathfrak{M}''_m$ ist beim doppelten System $= \frac{1}{2} \mathfrak{M}'_m$, beim dreifachen System $\frac{1}{3} \mathfrak{M}'_m$.

183. Die Berechnung der vorliegenden Elbbrücke (siehe Tafel XV.) geschieht nach Vorstehendem in der Weise, dass für jedes der in Figur 220, beziehungsweise Figur 221, skizzirten Systeme die Fachwerkkräfte besonders gerechnet werden, wobei wir jedes der beiden Systeme mit der Hälfte sowohl des Eigengewichts als der variablen Last behaftet denken.

Das Verfahren bleibt im Uebrigen ganz dasselbe, wie solches in den Nummern **179.**—**181.** für die Colomakbrücke entwickelt

wurde und soll im Folgenden nur ausgeführt werden, in welcher Weise die Gurtungskräfte der beiden Systeme sich zusammensetzen.

Herr Schwedler hat bei seiner Berechnung an jedem Knotenpunkte 200 Centner Eigengewicht und 280 Centner Verkehrsbelastung angenommen, so dass bei Anwendung von Metermaass $p = \frac{10000}{3,66} = 2732^k$, $k = \frac{14000}{3,66} = 3825^k$, und $q = p + k = 6557^k$ sich ergiebt. — Da die Brücke für zwei Geleise nur zwei Hauptträger erhalten hat, so folgt als grösstes Angriffsmoment in der Trägermitte:

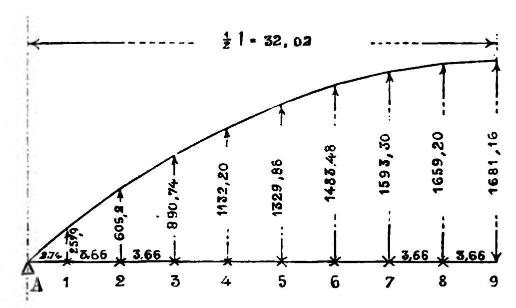
$$\text{Mmax}\ \mathfrak{M}' = \text{Mmax}\ \mathfrak{M} = \frac{q\,l^2}{8} = 3362{,}33^{\text{mts.}}$$

woraus:

$$\text{Mmax}\ \mathfrak{M}'' = 1681{,}16^{\text{mts.}}$$

Hieraus werden nun mittelst Gleichung 174) die einzelnen $\mathfrak{M}''$ sowohl für das erste, als für das zweite System bestimmt und ist das Resultat dieser Rechnung in beistehender Figur 222 zusammengestellt, worin die ungeraden $\mathfrak{M}''$ dem ersten Systeme, die geraden dem zweiten Systeme angehören.

Fig. 222.



Beim System Schwedler findet im Falle der gleichförmig vertheilten Maximallast max $\frac{\mathfrak{M}}{\mathfrak{H}}$ in der Brückenmitte statt, somit ist (weil die Diagonalen auf Zug construirt sind) für die linkseitige Brückenhälfte Figur 140 massgebend, wonach wir zur Bestimmung der Gurtungskräfte aus N°. **134.** entnehmen:

$$O_m \cos\beta = U_{m+2} \cos\gamma = \frac{\mathfrak{M}'_m}{\mathfrak{H}_m} \quad \ldots\ldots \quad 186)$$

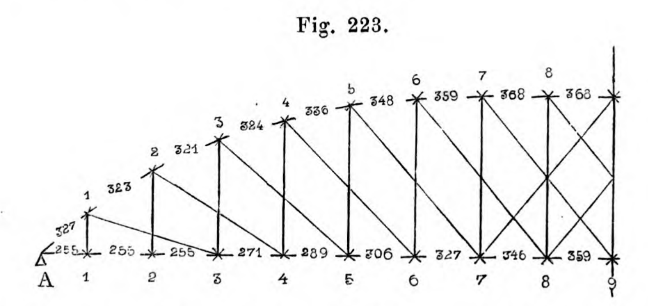
woraus wir für den vorliegenden Fall erhalten:

$$\left.\begin{aligned} O'_m \cos\beta &= U'_{m+2} = \frac{\mathfrak{M}''_m}{\mathfrak{H}_m} \\ O''_{m-2} \cos\beta &= U''_m = \frac{\mathfrak{M}''_{m-2}}{\mathfrak{H}_{m-2}} \end{aligned}\right\} \quad \ldots\ldots \quad 285)$$

Nach diesen Formeln sind in der folgenden Tabelle LVII. die Gurtungskräfte zunächst für jedes der beiden Systeme und sodann durch Combination der demselben Gurtungsglied zugehörigen Theilkräfte die Gurtungskräfte für das gesammte doppelte System gebildet. — Die Tabelle LVII. bedarf nach vorstehender Entwicklung keiner besondern Erläuterung und soll nur bemerkt werden, dass die einzelnen $\mathfrak{M}''$ aus Figur 222, die cos β aus Figur 219 erhalten werden.

Herr Schwedler, welcher sämmtliche Knotenpunkte (auch die zunächst den Endfeldern) gleichförmig je mit 480 Centner belastet angenommen hat, erhielt die in der folgenden Fig. 223 zusammengestellten Resultate. (Vergl. Zeitschrift für Bauwesen von Erbkam, 1868, Seite 521—524.)

Fig. 223.



Eine genauere Berechnung, welche unter Voraussetzung ganz gleichförmiger Belastung der ganzen Brücke angestellt würde, müsste etwa das Mittel aus den Resultaten der Tabelle LVII. und der Figur 223 ergeben. (Diesen genaueren Werthen würde man durch Anwendung der Formeln 200) und 201) sehr nahe kommen, nach dem Verfahren, welches für den geradlinigen Träger der Ingolstadter Donaubrücke in vereinfachter Weise angewendet ist.)

184. Ueber die Construction der Hauptträger, welche aus Tafel XV. ersichtlich ist, sagt Herr Schwedler: „Die obere Gurtung besteht aus 16 Winkeleisen, deren vertikale Schenkel sämmtlich 5 Zoll (127^{mm}) lang sind (siehe Figur 224), während die von Fach zu Fach stattfindende Aenderung des Querschnitts durch Variation der abstehenden Schenkel erreicht wird. Alle Winkeleisen haben die Länge von zwei Fachen und sind in den Fusspunkten nach einem Radius von 14 Fuss ($4^1/_4$ M.) gebogen. Die Stösse sind so angeordnet, dass in jedem Knotenpunkt 8 Winkeleisen durchgehen und 8 gestossen werden und zwar in der Art, dass die gestossenen Winkeleisen über Kreuz zu liegen kommen, so dass die vollständige Deckung des Stosses ohne Zuhilfenahme äusserer Deckplatten oder

Tabelle

Elbbrücke bei Tangermünde.

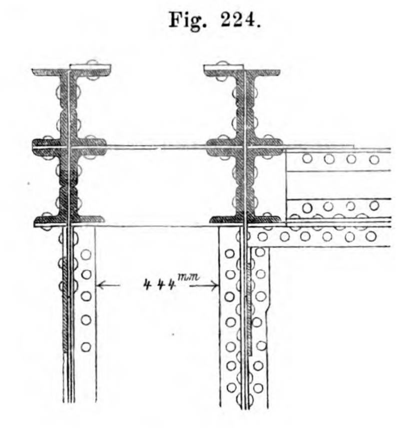
Index m =	1	2	3	4
Erstes System: $\mathfrak{M}''_m$	257,88ts		890,74	
$\mathfrak{H}_m$	2,36m		6,48	
$U' = \frac{\mathfrak{M}''_m}{\mathfrak{H}_m}$	116,89ts		137,36	
$\cos \beta_m$	0,758		0,901	
$O'_m = \frac{\mathfrak{M}''_m}{\mathfrak{H}_m} \cdot \frac{1}{\cos \beta}$	154,21ts		152,45	
$U'_m = \frac{\mathfrak{M}''_{m-2}}{\mathfrak{H}_{m-2}}$	116,89ts *)		116,89	
Zweites System: $\mathfrak{M}''_m$		605,20ts		1132,20
$\mathfrak{H}_m$		4,72m		7,71
$U''_m = \frac{\mathfrak{M}''_m}{\mathfrak{H}_m}$		128,22ts		146,85
$\cos \beta_m$		0,840		0,947
$O''_m = \frac{\mathfrak{M}''_m}{\mathfrak{H}_m} \cdot \frac{1}{\cos \beta}$		152,64		155,07
$U''_m = \frac{\mathfrak{M}''_{m-2}}{\mathfrak{H}_{m-2}}$		128,22 *)		128,22
Beide Systeme zusammen: $O_m = O'_m + O''_{m+1}$ oder $= O''_m + O'_{m+1}$	306,85ts	305,09	307,52	314,79
$U_m = U'_m + U''_{m+1}$ oder $= U''_m + U'_{m+1}$	245,11ts	254,11	245,11	265,58

LVII.

Berechnung der Gurtungskräfte.

5	6	7	8	9	Bemerkungen.
1329,88		1593,3		1681,16	
8,54		9,15		9,15	
155,73		174,13		183,72	
0,975		1,0		1,00	
159,72		174,13		183,72	
137,36		155,73		174,13	*) $U_1 = U_3$.
	1483,49		1659,20		
	9,0		9,15		
	164,83		181,33		
	0,992		1,00		
	166,06		181,33		
	146,85		164,83		*) $U_2 = U_4$.
325,78	340,19	355,46	365,05	365,05 *)	*) $O''_{10} = O''_8$.
284,21	302,58	320,56	338,96	355,48*)	*) $U''_{10} = O''_8$.

Fig. 224.



Deckwinkel durch die zwischen den Schenkeln liegenden Platten von 1/2 Zoll (12,5mm) Stärke stattfinden kann. Die vertikalen Stossplatten dienen in ihrer Verlängerung zugleich zum Anschluss der Vertikalen und Diagonalen.

„An den Eckpunkten sind beide Gurtungshälften durch horintale Blechplatten verbunden, ausserdem verbinden zwischen denselben vertikale Vergitterungen die Winkeleisen jeder Gruppe, horizontale Vergitterungen die Winkeleisen beider Gruppen.

„Die Vertikalen werden gleichmässig aus je 4 Winkeleisen von 4 Zoll (101mm) Seite, 1/2 Zoll (12,5mm) Stärke construirt, welche in Verbindung mit der zwischen liegenden Blechplatte von 3/8 Zoll (11mm) Stärke zugleich die Aussteifung der obern Gurtung bewirken."

Bei der Berechnung der Q u e r t r ä g e r, welche als Blechwandträger construirt und in 4 Punkten durch die Schwellenträger belastet werden, wurde als Maximallast eine dreiaxige Locomotive von 12 Fuss (3,66m) Radstand und 260 Centner oder 13 Tons Achsenbelastung angenommen.

Eigenthümlich ist die Construction der S c h w e l l e n t r ä g e r (zu vergleichen Tafel XV.), welche ein einfaches symmetrisches Fachwerk bilden und wobei sämmtliche Streben, welche alle auf Druck, beziehungsweise Druck und Zug in Anspruch genommen sind, aus Flacheisen hergestellt sind; es ist diess in Folge der geringen freien Länge wohl zulässig, doch ist zu bemerken, dass in der Mitte der Schwellenträger eine Querabsteifung mit vertikalen Winkeleisen angebracht wurde.

Fig. 225.

Bei der Berechnung der Schwellenträger wurde eine andere Locomotive zu Grunde gelegt, welche bei geringerem Totalgewicht eine mit 360 Centner belastete Triebaxe und nur 9 Fuss (2,82m) Radstand hat (s. Fig. 225).

Das Gewicht der zweigeleisigen Brücke beträgt für eine Oeffnung von 65,90m Stützweite (s. Anmerkung in N°. **182**):

Fahrbahntafel		58,1 ts.
Hauptträger:		
Gurtungen	115,20	
Streben	38,30	
Obere Querverbindung und Wirkungen	17,70	
		181,30
Zusammen		239,4

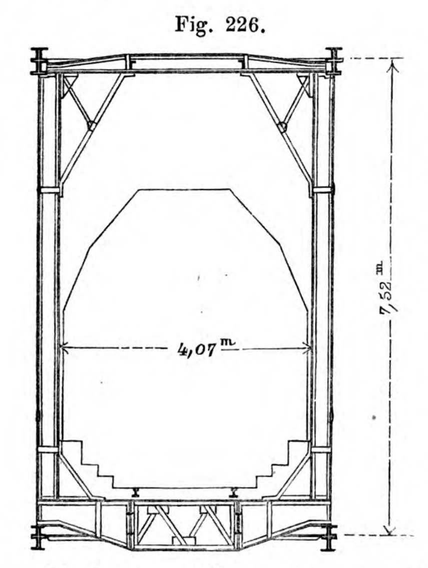
woraus per Meter und Geleise:

$$p' = 20{,}91 + 440 = 1817^{k}$$

In der statischen Berechnung wurde das Totaleigengewicht $p = 2660^{k}$ angenommen, welche Belastung durch Hinzufügung des Gewichts von Oberbau und Bedielung nicht vollständig erreicht werden wird.

Als Maximalspannung wurden 100 Centner per Quadratzoll oder 731 Kilo per Quadratcentimeter in den Gurtungen angenommen.

Fig. 226.

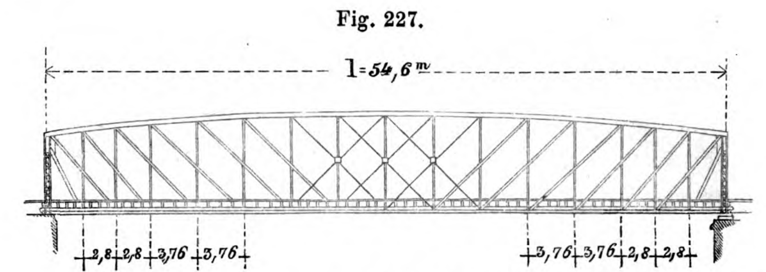


185. Die Elbbrücke bei Meissen hat neben einer Reihe kleinerer Oeffnungen drei grössere von je 21,6m Spannweite, deren Eisenconstruction von Herrn J. W. Schwedler projectirt und in der Berliner Zeitschrift für Bauwesen von Erbkam, Jahrgang 1868, veröffentlicht worden ist. — Jede dieser Oeffnungen ist für sich mit zwei freiliegenden Trägern überspannt, deren obere Gurtungen sanft gekrümmt sind, der Art, dass die Constructionshöhe in der Brückenmitte nahezu $^1/_7$ der Spannweite beträgt, während an den Auflagern gerade die nothwendige Höhe zum Anbringen einer obern Querverbindung verblieben ist, wie diess in beistehenden Figuren 226 und 227 dargestellt ist.

Die vorliegende Construction bildet einen Uebergang vom geraden Träger zum gekrümmten; die Wirkungsweise der Streben ist jedoch übereinstimmend mit der bei geraden Trägern stattfindenden und wird daher eine solche Brücke ganz ähnlich dem doppelten unsymmetrischen System behandelt, dessen Berechnungsweise in den N°. **159**. und **160**. für die Ingolstadter Donaubrücke entwickelt wurde, mit dem Unterschiede jedoch, dass anstatt der Glei-

chungen 226) — 230) mit Rücksicht auf die Krümmung der obern Gurtung die Gleichungen 195)—197a), 200) und 201) angewendet werden.

Fig. 227.



Als Verkehrsbelastung wurden 2600 Pfund per laufenden Fuss oder 4142 Kilo per Meter, als Eigengewicht 1400 Pfund per laufenden Fuss oder 2230 Kilo per Meter angenommen; das berechnete Eisengewicht beträgt:

Fahrbahn		18,9 ts.
Hauptträger:		
Gurtungen	39,0	
Streben	32,9	
Obere Querverbindung und Windstreben .	16,4	
		88,7 „
Zusammen		107,6 ts.

woraus per Meter und Geleise bei $54{,}6^m$ Stützweite folgt:

$$p' = 29{,}7\,l + 346 = 1970 \text{ Kilo}.$$

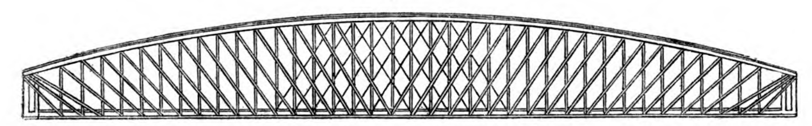
Hiebei wurde wie bei dem vorhergehenden Beispiel eine Maximalbelastung von 100 Centner per Quadratzoll, ferner für die Fahrbahntafel eine Locomotive angenommen, welche ein Triebaxengewicht von 360 Centner und zwei Laufaxen von je 120 Centner bei einem Radstand von 9′ oder $2{,}82^m$ zeigt (s. Fig. 225).

Anmerk. Herr Schwedler hat die in Figur 225 skizzirte Locomotive mehrfach bei seinen Berechnungen angewendet, indem diese Gewichtsvertheilung bei mässiger Belastung der Hauptträger die Fahrbahntafel verhältnissmässig stark in Anspruch nimmt. — Hiedurch erhält man für die der Einwirkung der Locomotive zunächst ausgesetzten Theile ein gewisses Uebermaass an Stärke, welches sonst durch Reduction der zulässigen Maximalspannung erreicht wird. (Zu vergleichen auch N°. **39**. und N°. **154**.)

Die Elbbrücke bei Meissen zeigt die Eigenthümlichkeit, dass die Fachweite nicht durchaus constant ist, sondern in den drei Endfeldern jeder Brückenhälfte nur ¾ der normalen Fachweite beträgt; hiedurch ist eine günstigere (steilere) Stellung der Endstreben erreicht, während die Ansicht der Brücke sich sehr gefällig darstellt; die Schwellenträger sind in den kürzeren Fachen entsprechend leichter construirt.

186. Eine der vorstehend beschriebenen ähnliche Construction ist in Holland in sehr grossem Maassstab angewendet worden für die Brücke über den Leck bei Kuilenburg.

Fig. 228.



Die Brücke hat eine Spannweite von 150^m, eine grösste Höhe von 20^m und hiebei, wie Figur 228 zeigt, ein dreifaches, unsymmetrisches Fachwerk erhalten.

Als Metallgewicht der zweigeleisigen Brücke sind vorgesehen:

Fahrbahntafel		107,0 ts.
Hauptträger:		
Gurtungen	1178,0	
Streben, d. h. Diagonalen und Vertikalen	570,0	
Obere Querverbindungen und Windkreuze	245,0	
		1993,0 ts.
Zusammen		2100,0 ts.

woraus per Meter oder Geleise bei 150^m Stützweite folgt:

$$p' = 43{,}2\,l + 357 = 7000 \text{ Kilo.}$$

Es ist bei dieser Brücke für die Fahrbahntafel und für die Windverstrebung fast ausschliesslich Gussstahl, für die Hauptträger durchaus Walzeisen angewendet; wir haben schon in N⁰. **38**. aufmerksam gemacht, dass die Anwendung des Gussstahls gegenwärtig noch grosse Vorsicht erfordere; es scheint auch, dass man aus diesem Grunde den Gussstahl für die Hauptconstruction nicht verwenden wollte; wenn man jedoch den Gussstahl bei solchen grossen Brücken namentlich desshalb anwenden will, um die Construction leichter zu machen, so wird dieser Zweck durch das hier beobachtete Verfahren nur sehr unvollständig erreicht, indem die Fahrbahn und die Windverstrebung nur einen geringen Theil des Totalgewichtes ausmachen.

Sechster Abschnitt.

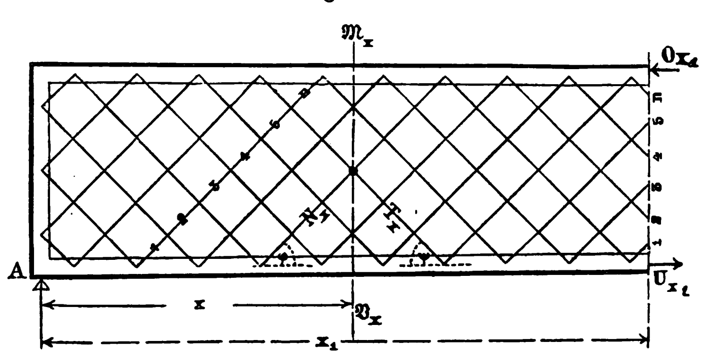
Die Gitterbrücken.

§. 19. Theorie der Gitterbrücken.

187. Die Gitterträger könnten den mehrfach symmetrischen Fachwerken zugezählt werden und würden auch die dort gegebenen Regeln in manchen Fällen sich anwenden lassen; es zeigen jedoch die Gitterbrücken mehrere Eigenthümlichkeiten, welche einestheils eine Vereinfachung, anderntheils eine weitere Ausbildung der Fachwerktheorie erheischen.

Indem nämlich bei den Gitterträgern die schiefen Streben, welche hier Gitterstäbe genannt werden, sich mit den meist gleichartig construirten Streben der entgegengesetzten Richtung stets mehrfach kreuzen (s. Figur 229), entstehen die Maschen

Fig. 229.



des Gitterwerks, welche netzartig an einander gereiht gleich einer vollen Wand wirken.

Indem nun die einzelnen Stäbe, welche je für sich nicht steif genug wären, um einen erheblichen Strebendruck aufnehmen zu können, durch ihre gegenseitige Verbindung sich unterstützen, so wird eine Ausbiegung der Stäbe meist nur unter entsprechender

Krümmung der ganzen Wand stattfinden können. — Die Figuren 230 und 231 stellen dar, in welcher Weise die Krümmung einer ganzen Wand gedacht werden kann; wenn man mit l_0 deren ganze Höhe, mit L_0 die einer einfachen Biegung entsprechende freie Höhe bezeichnet, so ist in den durch genannte Figuren dargestellten Fällen $l_0 = 2 L_0$ zu setzen; die Länge der Gitterstäbe, welche eine entsprechende Biegung erleiden, ist in Folge der schiefen Lage derselben eine grössere und soll durch $l = 2 L$ bezeichnet werden, wonach also $L = \frac{1}{2} l$ die in Formel 169) einzuführende freie Länge des Stabs bedeutet, wie durch die folgende Gleichung erläutert ist:

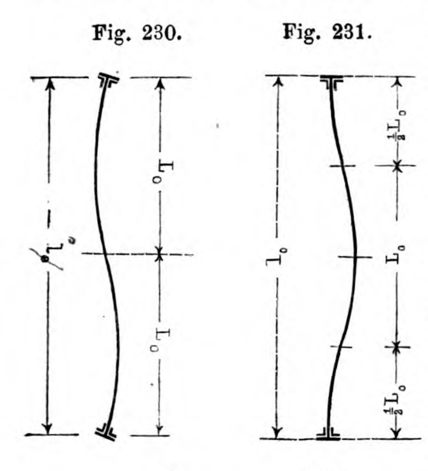


Fig. 230. Fig. 231.

$$\mathfrak{B} = \mathfrak{B}_m \left(1 + K \frac{\omega L^2}{\Theta}\right) = B_m \left(1 + K \frac{\omega l^2}{4 \Theta}\right) \quad . \quad . \quad 285)$$

Anmerk. Es ist angenommen, dass das Trägheitsmoment senkrecht zur Wandfläche berechnet wird, indem in der Ebene der Gitterwand die einzelnen Stäbe, welche an den Kreuzungspunkten sich gegenseitig stützen, meist steif genug sind; die Biegung in der Ebene der Gitterwand wird in §. 22 besprochen.

Wenn ein Gitterwerk durch besondere Vertikalständer ausgesteift ist, deren Abstand mit d_0 bezeichnet sei, so ist anstatt der ganzen Stablänge l die Grösse $\frac{1}{\cos \varphi} d_0$ einzusetzen, wobei φ den Winkel des Gitterstabs mit dem Horizont bezeichnet.

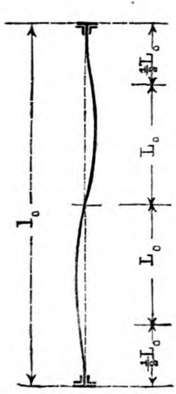


Fig. 232.

Bei hohen Wänden, welche oberhalb und unterhalb sehr kräftig verspannt sind, so dass die Tangenten der Biegungskurve zunächst den Gurtungen vertikal bleiben, kann die Krümmung des ganzen Gitters nach Figur 232) gedacht werden, wonach $L_0 = \frac{1}{3} l_0$ gesetzt werden dürfte; es ist jedoch, wie bemerkt, eine sehr tüchtige Verspannung nothwendig, wenn die Voraussetzung der Fig. 232 zutreffen soll.

In denjenigen Fällen, wo die gezogenen Gitterstäbe dieselbe Querschnittform haben, wie die gedrückten, werden diese ersteren gleichfalls einer seitlichen Biegung entgegenwirken, wonach wir in vorstehender Gleichung 285) das der Biegung widerstehende Trägheitsmoment Θ verdoppeln dürfen; für diese Fälle ist daher

$$\mathfrak{B} = \mathfrak{B}_m \left(1 + K \frac{\omega L^2}{2\Theta}\right) = \mathfrak{B}_m \left(1 + K \frac{\omega l^2}{8\Theta}\right) \quad . \; . \; 286)$$

Es lässt sich nicht verkennen, dass in dieser Formel manche Willkürlichkeiten sich befinden; einmal kann anstatt den in den Figuren 230 und 231 dargestellten Biegungskurven irgend eine anderweitige Krümmung stattfinden, und geben genannte Fälle nur die Mittelwerthe der in Rücksicht zu nehmenden Möglichkeiten; sodann ist nicht nachgewiesen, dass die gezogenen Stäbe sich in ganz gleichem Maasse wie die gedrückten Stäbe der Biegung widersetzen, selbst in denjenigen Fällen, wo die Querschnitte ganz gleichwerthig sind. — Anderseits wird zuzugeben sein, dass Formel 286) den in Frage kommenden Momenten in entsprechender Weise Rechnung trägt, und dass die Formeln 285) und 286) wesentlich an Genauigkeit gewinnen, je mehr sich der Bruch $\frac{1}{1 + K \frac{\omega l^2}{8\Theta}}$ der Einheit nähert, was bei einer guten Construction angestrebt werden muss.

Anmerkung. Bei dem wesentlichen Unterschiede, welcher zwischen Gleichung 286) und 169) stattfindet, ergiebt sich, dass bei mehrfachen Fachwerken, deren Streben an den Kreuzungspunkten fest verbunden sind, eine Modification der Gleichung 169) nothwendig werden kann; zunächst wird man als freie Länge L nur einen bestimmten Theil der Strebenlänge z. B. $^3/_4$ oder $^2/_3$ annehmen (was übrigens bei Gleichung 169) durch den Ausdruck „freie Länge" bereits vorausgesetzt ist); ausserdem wirken aber bei solchen Constructionen, wo auch die gezogenen Streben steif construirt sind, diese letzteren gleichfallls der Biegung der gedrückten Streben entgegen, sofern sie mit letzteren an den Kreuzungspunkten verbunden sind.

188. Bei Anwendung der Formeln über mehrfach symmetrische Fachwerke darf man beim Gitterwerk mit Rücksicht auf die geringere Distanz der Knotenpunkte einen stetigen Wechsel der Gurtungskräfte annehmen (während derselbe beim Fachwerk an den Knotenpunkten sprungweise geschieht); man kann also den Vertikalschnitt, mittelst dessen man nach Anleitung von N°. **140.** die Gurtungskräfte bestimmt, in ganz beliebigen Längenabstand legen und denken wir, in Rücksicht auf die gleichzeitige Bestimmung der Gitterstabkräfte, den Schnitt x je durch die Mitte einer Strebe N_x gelegt; wir nennen, wie theilweise durch die folgende Fig. 233 erläutert ist:

$\mathfrak{M}_x$ das Angriffsmoment im Abstande x vom Coordinatenursprung, welcher im Allgemeinen im Auflager A angenommen wird;
$\mathfrak{B}_x$ die Vertikalkraft im Abstande x,
O_x die Kraft in der obern Gurtung im Abstande x,
β_x den zugehörigen Winkel gegen den Horizont,
U_x die Kraft in der untern Gurtung im Abstande x,
γ_x den zugehörigen Winkel gegen den Horizont,
N_x die Kraft in demjenigen Gitterstabe, dessen Mitte durch den Vertikalschnitt x getroffen wird,

φ_x den zugehörigen Neigungswinkel,

Σ_x N sin φ die Summe der vertikalen Composanten sämmtlicher durch den Schnitt x getroffenen, mit dem Gitterstab N_x gleichgerichteten Streben,

Σ_x T sin ψ die Summe der vertikalen Composanten der durch den Schnitt x getroffenen entgegengesetzten gerichteten Stäbe.

Ferner nennen wir n die Anzahl der durch denselben Vertikalschnitt x getroffenen Gitterstäbe, oder auch die Zahl der Fragmente, in welche ein Stab durch die Kreuzungen mit Stäben der entgegengesetzten Richtung abgetheilt wird:

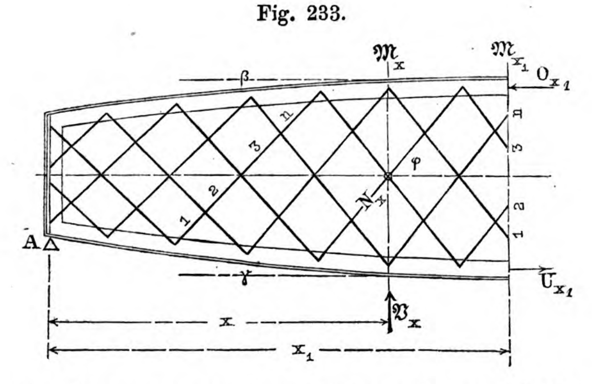
$\mathfrak{H}_x$ die Distanz der Gurtungsschwerpunkte oder geometrische Trägerhöhe im Abstande x,

Ω den Querschnitt der belasteten Gurtung,

ω den Querschnitt des belasteten Gitterstabs.

Unter Annahme vorstehender Bezeichnungen erhalten wir:

Fig. 233.



Für die Gurtungen eines Gitterwerks von beliebiger Gurtungsform nach Gleichung 198) und 199):

$$O_x \cos\beta = U_x \cos\gamma = \frac{\mathfrak{M}'_x}{\mathfrak{H}_x} \quad . \quad . \quad . \quad . \quad 287)$$

Für die Gitterstäbe nach Gleichung 196):

$$N_x \sin\varphi = \frac{1}{n}\left(\mathfrak{V}'_x - \frac{\mathfrak{M}'_x}{\mathfrak{H}_x}(\operatorname{tg}\beta + \operatorname{tg}\gamma)\right) \quad 288)$$

Die Spannungen und Pressungen werden durch die Gleichungen 166)—168), sowie 285) beziehungsweise 286) gefunden, wobei letztere Gleichung dann in Anwendung kommt, wenn die entgegengesetzt gerichteten Stäbe von gleicher Querschnittsform sind. Die Gleichungen 287) und 288) vereinfachen sich wesentlich, wenn die Gurtungen, wie diess bei Gitterbrücken meist der Fall ist, geradlinig sind; für diesen Fall erhalten wir:

Für die Gurtungen:

$$O_x = U_x = \frac{\mathfrak{M}'_x}{\mathfrak{H}_x} \quad . \quad . \quad . \quad . \quad 289)$$

Für die Gitterstäbe:

$$N_x \sin\varphi = \frac{1}{n}\,\mathfrak{B}'_x \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad 290)$$

189. Zur Aussteifung der Gitterwände werden, ähnlich wie bei Trägern mit vollen Wandungen, sehr häufig Vertikalständer nothwendig, welche das Ausbauchen der Gitterwände verhindern sollen; es ist schon oben bei Gleichung 285) bemerkt, dass durch diese Vertikalständer die freie Länge der Stäbe wesentlich reduzirt werden kann, so dass, wenn anders die Distanz der Vertikalständer und die Dicke der Gitterstäbe entsprechend gewählt wird, der Bruch $\frac{\mathfrak{B}}{\mathfrak{B}_m}$ sich der Einheit ziemlich nähern kann; oder aber könnten die gedrückten Stäbe eine etwas grössere Stärke erhalten, so dass wenigstens der Zug $\mathfrak{A}$ im gezogenen Stab der grössten Pressung $\mathfrak{B}$ im symmetrisch gelegenen gedrückten Stabe ziemlich gleich ist. — In beiden vorerwähnten Fällen dienen die Vertikalständer nur zur Aussteifung und zur Uebertragung der Fahrbahngewichte.

Häufig aber werden die gedrückten Stäbe trotz der Hinzufügung von Vertikalständern eine sehr starke Pressung erleiden, welche nach Gleichung 286) oder nach 285) berechnet, die mittlere Pressung $\mathfrak{B}$, sowie insbesondere die grösste Spannung $\mathfrak{A}$ der entsprechenden gezogenen Stäbe wesentlich überschreiten würde, wenn sich diesem nicht der geometrische Zusammenhang des durch die Vertikalständer versteiften Trägers entgegenstellen würden; derjenige Druck, welcher von den gedrückten Stäben in Folge der Biegung derselben nicht aufgenommen werden kann, geht in die Vertikalständer über und wir haben ein combinirtes System vor uns, welches in den Nummern **142.** und **143.** behandelt ist.

Bei combinirten Gittersystemen findet die Vereinfachung statt, dass wir die Gurtungskräfte wie bei allen Gitterwerken nach vorstehender Gleich. 287) bestimmen, während wir für die Gitterstäbe nach Analogie der Gleich. 184) durch Summirung der Kräftecomposanten unter Anwendung der obigen Bezeichnungen erhalten:

$$\Sigma_x\, N \sin\varphi + \Sigma_x\, T \sin\psi = \mathfrak{B}'_x - \frac{\mathfrak{M}'_x}{\mathfrak{H}_x}\,(\mathrm{tg}\,\beta - \mathrm{tg}\,\gamma) \quad . \quad 191)$$

Ueber das gegenseitige Verhältniss der Kräfte N und T sind die Gleichungen 202) und 203) maassgebend; nennen wir $\Sigma\omega_n$ die Summe der Querschnitte der im Schnitt x befindlichen gezonenen Gitterstäbe, $\Sigma\omega_t$ dessgleichen die Summe der gedrückten Stäbe, so ist nach Gleichung 202) unter Anwendnng von Gleichung 286):

$$\frac{\Sigma_x N}{\Sigma \omega_n} = \frac{\Sigma_x T}{\Sigma \omega_t}\left(1 + K \frac{\omega l^2}{8 \Theta}\right) \quad . \; . \; . \; . \quad 292)$$

Indem wir bemerken, dass bei Gitterwerken die symmetrisch gelegenen Gitterstäbe verschiedener Richtung (ganz oder nahezu) gleiche Neigungswinkel haben, so erhalten wir aus Gleichung 292):

$$\Sigma_x N \sin\varphi = \Sigma_x T \sin\psi \left(1 + K \frac{\omega l^2}{8 \Theta}\right) \frac{\Sigma \omega_n}{\Sigma \omega_t} \quad . \; . \quad 293)$$

wonach sowohl $\Sigma_x N \sin\varphi$ als $\Sigma_x T \sin\psi$ aus Gleichung 291) bestimmt werden können.

Der Gleichung 202) und ebenso den Gleichungen 292) und 293) liegt die Voraussetzung zu Grund, dass die Spannung $\mathfrak{A}$ der gezogenen Stäbe gleich der grössten Pressung $\mathfrak{B}$ in den gepressten Stäben sei; man findet daher, die Spannung $\mathfrak{A}$ = Pressung $\mathfrak{B}$, indem man den Querschnitt der gepressten Stäbe durch den Werth $\left(1 + K \frac{\omega l^2}{8 \Theta}\right)$ dividirt und die Kräftesumme $\Sigma_x N + \Sigma_x T$ auf den reduzirten Querschnitt

$$\Sigma \omega_n + \Sigma \omega_t \frac{1}{\left(1 + K \frac{\omega l^2}{8 \Theta}\right)}$$

gleichförmig vertheilt denkt. — Die so gefundene Spannung giebt für die Gesammtheit der vom Schnitt x getroffenen Stäbe nur einen Mittelwerth, sie giebt aber den möglichst genauen Werth für denjenigen Stab, dessen Mitte durch den Schnitt x getroffen wird; hienach ist:

$$N_x : \omega_n = \left\{ \Sigma_x N + \Sigma_x T \right\} : \left\{ \Sigma \omega_n + \Sigma \omega_t \frac{1}{1 + K \frac{\omega l^2}{8 \Theta}} \right\} \quad . \; . \quad 294)$$

Die Combination der Gleichungen 291) und 294) giebt schliesslich, indem wir für $\frac{1}{1 + K \frac{\omega l^2}{8 \Theta}}$ seinen Werth $\frac{\mathfrak{B}_m}{\mathfrak{B}}$ einsetzen:

$$N_x \sin\varphi = \frac{\omega_n}{\Sigma \omega_n + \Sigma \omega_t \left(\frac{\mathfrak{B}_m}{\mathfrak{B}}\right)} \left\{ \mathfrak{B}'_x - \frac{\mathfrak{M}'_x}{\mathfrak{H}_x} (\operatorname{tg}\beta + \operatorname{tg}\gamma) \right\} \quad 295)$$

Wenn die gedrückten Stäbe in einem durch den Coefficienten c ausgedrückten Verhältnisse stärker sind als die gezogenen Stäbe, im Uebrigen aber ein Wechsel der Stäbe gegen das Auflager hin nur in stetiger Weise geschehend angenommen ist, so haben wir

$$\Sigma \omega_n + \Sigma \omega_t \left(\frac{\mathfrak{B}_m}{\mathfrak{B}}\right) = \frac{n \omega_n}{2} \cdot \frac{\mathfrak{B} + c \mathfrak{B}_m}{\mathfrak{B}} \quad . \quad 296)$$

und folgt nunmehr aus Gleichung 295)

$$N_x \sin\varphi = \frac{1}{n}\left(\mathfrak{V}'_x - \frac{\mathfrak{M}'_x}{\mathfrak{H}_x}(\operatorname{tg}\beta + \operatorname{tg}\gamma)\right)\frac{2\,\mathfrak{V}}{\mathfrak{V} + c\,\mathfrak{V}_m} \quad . \quad 297)$$

Nach den angegebenen Voraussetzungen muss je ein gezogener und ein gedrückter Stab (welche sich annähernd im Abstand x kreuzen), zusammen die Kraft $\frac{2}{n} \cdot \mathfrak{V}'_x$ aufnehmen; wir haben daher für die gedrückten Stäbe:

$$T_x \sin\psi = \frac{1}{n}\left(\mathfrak{V}'_x - \frac{\mathfrak{M}'_x}{\mathfrak{H}_x}(\operatorname{tg}\beta + \operatorname{tg}\beta)\right)\frac{2\,c\,\mathfrak{V}_m}{\mathfrak{V} + c\,\mathfrak{V}_m} \quad 297)$$

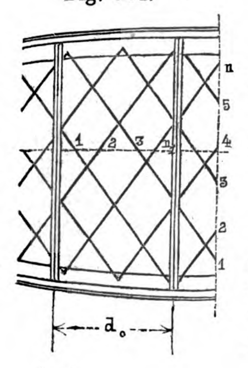
Anmerk. In den Gleichungen 292)—297) bedeutet N Zug, T Druck; falls nun die Gitterstäbe N gedrückt, die Gitterstäbe T gezogen wären, so müssten in den Gleichungen 292) — 297) die Grössen N und φ mit den Grössen T und ψ gegenseitig vertauscht werden.

Dadurch, dass die gezogenen Stäbe mehr Strebenkraft aufnehmen als die gedrückten Stäbe, werden die Gurtungskräfte modifizirt und zwar wird die gedrückte Gurtung stärker, die gezogene Gurtung weniger in Anspruch genommen, indem die Distanz der horizontalen Composanten der Strebenkräfte $\Sigma N \cos\varphi - \Sigma T \cos\psi$ durch die Differenz der Gurtungskräfte (beziehungsweise der horizontalen Composanten derselben) aufgenommen werden muss. — Diese Modification der Gurtungskräfte ist jedoch nicht sehr bedeutend, so lange die Grösse $\frac{c\,\mathfrak{V}_m}{\mathfrak{V}}$ nicht zu sehr von der Einheit abweicht.

Anderseits muss die Differenz der vertikalen Composanten der Strebenkräfte durch die Vertikalständer aufgenommen werden, indem wir uns jedes combinirte System aus 2 unsymmetrischen Systemen von entgegengesetzter Strebenrichtung zusammengesetzt denken können.

Nennen wir

Fig. 234.



V_x die Kraft in einem Vertikalständer zunächst dem Schnitte x,

d_0 die Distanz zweier Vertikalständer,

n die Zahl der durch den Vertikalschnitt x getroffenen Gitterstärke,

n′ die Zahl durch einen Horizontalschnitt zwischen 2 Vertikalständern, d. h. auf die Länge d_0 getroffenen Gitterstäbe,

so ist, wenn wir uns einen Schnitt x unmittelbar am betrachteten Vertikalständer angebracht denken, welcher Schnitt zugleich den mittleren Abstand (Abscisse) der Gitterstabmittel bezeichnet:

$$\left.\begin{aligned} V_x &= \frac{n'}{n}\left(N_x \sin\varphi - T_x \sin\varphi\right) \\ V_x &= \frac{n'}{n}\left(\mathfrak{B}'_x - \frac{\mathfrak{M}'_x}{\mathfrak{H}_x}(\operatorname{tg}\beta + \operatorname{tg}\gamma)\right)\frac{\mathfrak{B} - c\,\mathfrak{B}_m}{\mathfrak{B} + c\,\mathfrak{B}_m} \end{aligned}\right\} \quad . \; . \quad 298)$$

Das Verhältniss $\frac{n'}{n}$ wird im Allgemeinen durch das Verhältniss $d_0 : \mathfrak{H}$ ausgedrückt sein. — Bei den Vertikalständern ist zu Bestimmung des Verhältnisses $\frac{\mathfrak{B}}{\mathfrak{B}_m}$ Gleichung 169) anzuwenden; es ist hiebei die freie Länge L meist gleich der Trägerhöhe zu setzen, indem die Vertikalen zwar an den Enden theilweise eingespannt sind, dagegen aber von den Gitterstäben seitliche, auf Biegung wirkende Kräfte empfangen.

Die Gleichungen 296)—298) ebenso, wie die für alle Gitterwerke gültige Gleichung 287) vereinfachen sich für geradlinig horizontal begränzte Träger mit Vertikalständern wie folgt:

$$O_x = U_x = \frac{\mathfrak{M}'_x}{\mathfrak{H}} \quad . \; . \; . \; . \; . \; . \; . \; . \quad 299)$$

$$N_x \sin\varphi = \frac{2}{n}\,\mathfrak{B}'_x\,\frac{\mathfrak{B}}{\mathfrak{B} + c\,\mathfrak{B}_m} \quad . \; . \; . \quad 300)$$

$$T_x \sin\varphi = \frac{2}{n}\,\mathfrak{B}'_x\,\frac{c\,\mathfrak{B}_m}{\mathfrak{B} + c\,\mathfrak{B}_m} \quad . \; . \; . \quad 301)$$

$$V_x = \frac{n'}{n}\,\mathfrak{B}'_x\,\frac{\mathfrak{B} - c\,\mathfrak{B}_m}{\mathfrak{B} + c\,\mathfrak{B}_m} \quad . \; . \; . \; . \quad 302)$$

Hiebei ist das Verhältniss $\frac{\mathfrak{B}}{\mathfrak{B}_m}$ durch Gleichung 286) gegeben, in welcher Gleichung $l = d_0 : \cos\varphi$ zu setzen ist. — Es ist die nach Gleichung 300) gefundene Gitterstabspannung $\mathfrak{A}$ gleich der nach Gleichung 301) erhaltenen grössten Gitterstabpressung $\mathfrak{B}$, vorausgesetzt, dass die Vertikalständer stark genug sind, um die nach Gleichung 302) berechnete Kraft V aufnehmen zu können, ohne selbst eine höhere als die besagte Pressung $\mathfrak{B} = \mathfrak{A}$ zu erleiden.

190. Die Gitterbrücken theilen wir in folgende Klassen ein:

1) Gitterbrücken mit beiderseits gleichartigen Streben, ohne Anwendung von Vertikalständern.

Diese Brücken erhalten meist steife Gitterstäbe, aus T- oder Winkeleisen oder auch aus anderweitig geformtem Façon-Eisen bestehend.

2) Gitterbrücken mit flachen Stäben unter Anwendung von Vertikalständern.

Die Berechnung hat nach den in N⁰. **189**. gegebenen Regeln zu geschehen.

3) Gitterbrücken mit steifen Streben und flachen Zugbändern.

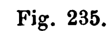
Diese Brücken bilden den Uebergang zu den Fachwerken und unterscheiden sich von letztern hauptsächlich dadurch, dass bei erstern ein stetiger Wechsel der Gurtungskraft (Gleichung 287) angenommen wird; zur Bestimmung der freien Länge der Gitterstäbe wird Gleichung 285) angewendet (welche, wie oben bemerkt, nach Umständen auch für Fachwerke gültig ist).

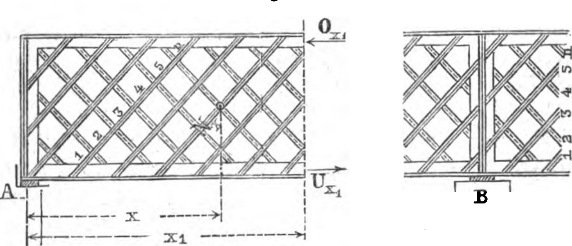
Man wird wohl alle irgend angewendeten Gitterwerke in eine dieser drei Klassen einreihen können. — Bei der dritten Klasse ist kein Unterschied gemacht, ob Vertikalständer angewendet werden oder nicht, weil angenommen wird, dass bei den steifen Streben (gedrückten Gitterstäben) das Verhältniss $\frac{c\,\mathfrak{B}_m}{\mathfrak{B}}$ sich der Einheit nähert, in welchem Falle die Vertikalständer keinen Theil an der Strebenkraft nehmen; wenn ausnahmsweise die gedrückten Stäbe nicht genug Steifigkeit besitzen, so müssten die Regeln der Nummer **189.** auch hier angewendet werden, was im Allgemeinen bei dieser Klasse nicht nothwendig ist.

§. 20. Gitterbrücken mit beiderseits gleichen Stäben ohne Vertikalständer.

190. Bei allen Gitterbrücken ohne Vertikalständer dürfen die Regeln der Nummer **188.** angewendet werden; wenn sodann, wie bei der vorliegenden Klasse von Gitterwerken, die beiderseitigen Stäbe gleichartig construirt sind, so darf fernerhin die freie Länge der Gitterstäbe nach Gleichung 286) bestimmt werden.

Die Berechnung geschieht im Uebrigen nach den Gleichungen 287) und 288), welche bei geradlinig begränzten Gitterwerken (s. Figur 235) in die sehr einfachen Gleichungen 289) und 290) übergehen.


Fig. 235.



Die Tragkraft dieser Gitterwände ist im Allgemeinen durch die Stärke, beziehungsweise Steifigkeit der gedrückten Gitterstäbe bedingt; man hat also namentlich darauf zu achten, dass das Ver-

hältniss $\frac{\omega}{\Theta}$ für den Gitterstabquerschnitt ein möglischt günstiges wird. Die T-Form dürfte dieser Bedingung im Allgemeinen am Besten entsprechen. — Günstig ist es bei diesen Brücken, wenn die Fahrbahn unterhalb angebracht werden kann, indem dann die Hälfte des Fahrbahngewichts (inclusive Verkehrsbelastung) durch das Gitterwerk auf die obere Gurtung übertragen werden muss, wodurch die gedrückten Stäbe etwas entlastet werden, die meist weniger angestrengten gezogenen Stäbe aber einen Zuschlag an Spannung erhalten. — Bei dem innigen Zusammenhang, welcher die sämmtlichen Glieder des Gitterwerks verbindet, darf man annehmen, dass das an irgend einem Punkte eintretende Fahrbahngewicht sich auf eine grössere Länge vertheilt, so dass die auf eine Länge λ gleichförmig vertheilt gedachte Ueberlast die sämmtlichen auf dieser Längenerstreckung befindlichen Gitterstäbe in gleicher Weise in Anspruch nimmt.

Die von einem Vertikalschnitt x getroffenen Gitterstäbe, welche beim geraden Träger zusammen die Kraft $\mathfrak{V}_x$ aufnehmen müssen, haben daher von der Fahrbahnbelastung die Hälfte des auf die Länge $\mathfrak{H}$. cotang φ antreffenden Fahrbahngewichts zu übertragen, d. h. wenn die Stäbe unter 45° geneigt sind, bei Anwendung von zwei Hauptträgern miteinander für jedes Gitter ein Gewicht $= \frac{1}{4} \mathfrak{H} . (k + F)$ zu übertragen. Wenn nun letzterer Werth einen erheblichen Theil der Vertikalkraft $\mathfrak{V}'_x$ antrifft, so werden die gedrückten Stäbe um soviel entlastet, die gezogenen umsomehr in Anspruch genommen. Der Vortheil der unterhalb angebrachten Fahrbahn macht sich also insbesondere gegen die Brückenmitte geltend, wo die Werthe $\mathfrak{V}'_x$ kleiner sind, und wird also hier eine verhältnissmässig geringere Steifigkeit genügen.

Der umgekehrte Fall findet statt, wenn die Fahrbahn oben aufgelegt ist; in solchen Fällen muss man insbesondere besorgt sein, dass die Gitterstäbe auch in der Mitte noch die nöthige Steifigkeit besitzen.

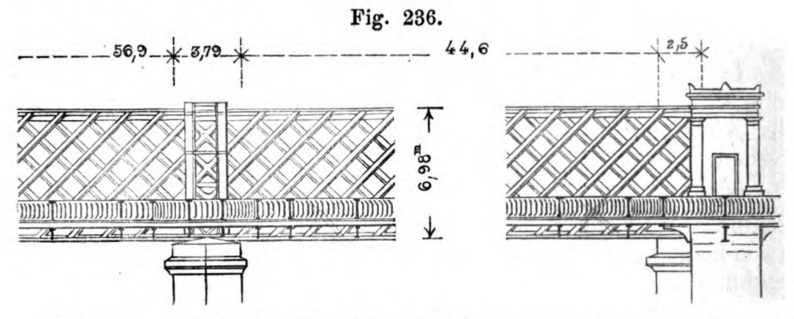
Vorstehende Betrachtungen können bei Austheilung der verschiedenen Gitterstab-Profile, welche gegen die Auflager hin an Stärke zunehmen, zweckmässige Anwendung finden.

191. Es existiren einige Brücken, bei welchen flache Stäbe ohne Vertikalständer angewendet wurden, so z. B. eine der ältesten Gitterbrücken, die im Jahre 1845 erbaute Eisenbahnbrücke über den Royal-Canal bei Dublin, welche sehr bedenkliche Ausbiegungen zeigen soll, wie sich auch die ausserordentlich starke Anstrengung solcher Gitter leicht nachweisen lässt. Man wendet daher in solchen Fällen, wo man die Vertikalständer ausfallen lassen will, durchaus flache Stäbe nicht mehr an; der Fortschritt in der Fabrikation

des Walzeisens gestattet Winkel- oder T-Eisen oder auch anderweitig façonnirte Eisen anzuwenden, welche einen starken Widerstand gegen seitliches Ausbiegen leisten; Brücken dieser Art, fast ausschliesslich unsere erste Klasse der Gitterbrücken bildend, können in Bezug auf Leichtigkeit mit Brücken fast jeder anderen Constructionsgattung concurriren; sie können auch billig per Centner hergestellt werden, wenn die meist einfache Constructionsweise nicht durch zu hohen Preis des Façon-Eisens vertheuert wird; starke Stäbe von zudem grosser Länge, welche im Handel nicht leicht zu beschaffen sind, wird man daher vortheilhaft aus mehreren Stücken, insbesondere aus Flach- und Winkeleisen zusammensetzen können.

191. Eine der ersten und bedeutendsten Anwendungen von Gitterbrücken mit steifen Stäben und ohne Vertikalständer zeigen die Brücken über die Eipel und die Gran, welche in den Jahren 1857—1859 unter Direction des Herrn v. Ruppert erbaut wurden und worüber in der Sammlung von eisernen Brückenconstructionen von L. v. Klein, Stuttgart 1860, sehr vollständige Zeichnungen veröffentlicht wurden.

Fig. 236.



Die Eipelbrücke bei Szobb hat, wie aus beistehender Figur 236 hervorgeht, folgende Längenabmessungen:

2 äussere Oeffnungen à 44,60m = ...	89,20m
1 Mittelöffnung	56,90m
2 Zwischenpfeiler à 3,79m	7,58m
zusammen zwischen den Ortpfeilern	153,68m

während die Länge der Eisenconstruction 158,68m beträgt.

Die Auflagerplatten nehmen beinahe die ganze Breite der Zwischenpfeiler ein, indem sie, wie bei den Ortpfeilern, um je $^1/_2$ Fuss = 0,16m gegen die Mauerkante zurückstehen; wir haben zu der effektiven Lichtweite von 57,22m, beziehungsweise 44,92m, gemäss der in N⁰. **86**. gegebenen Regel noch je die halbe Auflagerbreite mit 1,73m hinzuzunehmen und erhalten als Stützweite für die Mittelöffnung $b = 58{,}95^m$, für die Aussenöffnungen $a = 46{,}65^m$, so dass das Verhältniss $a : b$ nahezu gleich $4 : 5$ sich ergiebt. Das Eisengewicht ist zu

8 Zollcentner per laufenden Fuss österreichisch oder 1266 Kilo per Meter und Geleise angegeben, was in der Ausführung sich etwas höher gestellt hat; mit Rücksicht hierauf und mit Hinzurechnuug des Gewichts des Oberbaus nebst Bedielung wird man das Totalgewicht $p = 1900$ Kilo per Meter und Geleise rechnen müssen. — Als zufällige Belastung werden 24 Zollcentner per laufenden Fuss, somit $k = 3800^k$ per Meter und Geleise angegeben; wir haben somit in Tabelle XXII. $\frac{p}{k} = \frac{1900}{3800} = \frac{1}{2}$ und $\frac{p}{q} = \frac{1}{3}$ zu setzen, für welchen Werth die Auflagerdrücke und hauptsächlichsten Angriffsmomente in genannter Tabelle XXII. bereits berechnet und in Tafel V. graphisch dargestellt sind. Aus letzterer Darstellung ersehen wir, dass die grössten Vertikalkräfte rechts vom Auflager B bei Belastung der beiden ersten Oeffnungen stattfindet; wir haben von der Summe der Auflagerdrücke $A + B$ die Belastung der ersten Oeffnung abzuziehen (unter Anwendung von Gleichung 108ᵃ) und erhalten als die gesuchte grösste Vertikalkraft rechts vom Auflager B aus Tabelle XXII.:

$$\left.\begin{aligned} \max \mathfrak{V} &= (0{,}2883 + 1{,}0046)\, q\, b - a\, q \\ &= 5700\, [(1{,}333 \times 58{,}95) - 44{,}42]\ \text{Kilo} \\ &= 190{,}84\ \text{tons.} \end{aligned}\right\} \quad \ldots \quad \text{I.}$$

In ähnlicher Weise können sämmtliche $\mathfrak{M}$ und $\mathfrak{V}$ aus Tabelle XXII. entnommen werden, wobei nach vorheriger Bestimmung der Auflagerdrücke die Gleichungen 108) und 109) angewendet werden.

192. Die Eigenthümlichkeit der Eipelbrücke und der ihr nachgebildeten Objecte besteht insbesondere in der *Ωförmigen Gestaltung der Gitterstäbe*, wie zu ersehen aus der nachfolgenden Figur 237, wo die Hälfte eines der stärksten Stäbe dargestellt ist. Abgesehen von der grösseren oder geringeren Schwierigkeit des Walzens entscheidet für die Zweckmässigkeit eines steifen Gitterstab-Profils die Grösse des Trägheitsmoments Θ, verglichen mit der Querschnittfläche des fraglichen Stabes, wie diess aus den Gleichungen 169), 285) und 286) hervorgeht.

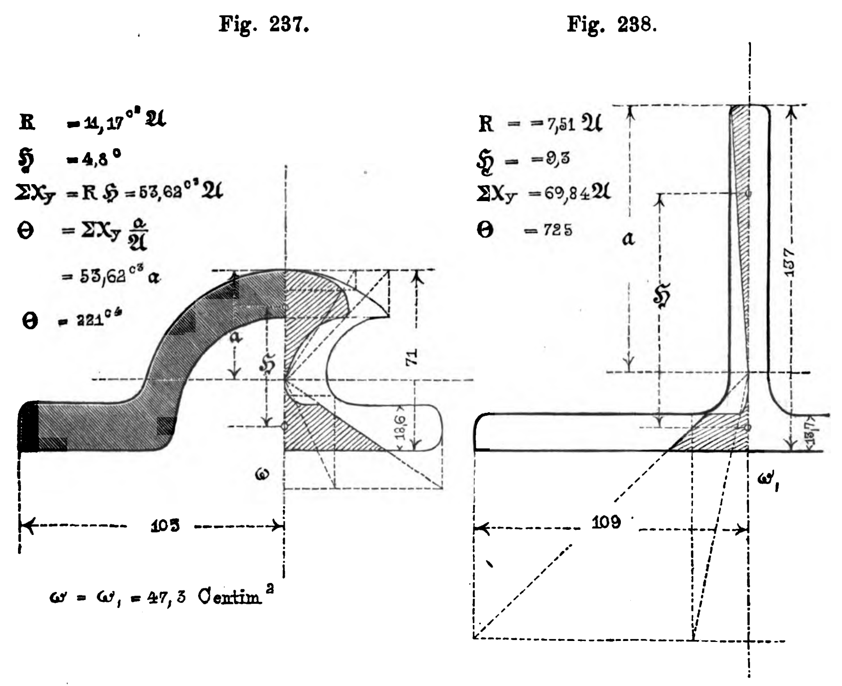
Wir wollen bei der Berechnung der stärkeren Stäbe der Eipelbrücke den in Figur 232 dargestellten Fall annehmen, welcher eine möglichst gute Absteifung in der Höhe der obern wie der untern Gurtung voraussetzt; hienach dürfen wir in Gleichung 286) für L den Werth $^1/_3\, l$ einsetzen und erhalten:

$$\mathfrak{V} = \mathfrak{V}_m \left(1 + K \frac{\omega\, l^2}{18\, .\, \Theta}\right) \quad \ldots \ldots \quad \text{II.}$$

Von den in dieser Gleichung befindlichen Grössen ist $l = 20' = 6{,}32^m$, $\omega = 47{,}3$ Quadratcentimeter, K nach Tabelle XI. $= 0{,}00008$ zu setzen; das Trägheitsmoment Θ haben wir nach der in N⁰. **17.** entwickelten Methode graphisch bestimmt und gleich

221 c⁴ gefunden. — Die Figur 237 giebt eine Skizze der letztern in grösserem Maassstabe ausgeführte Construction, und sind die angewendeten Bezeichnungen wie das Verfahren selbst in der anführten N⁰. **17.** näher erklärt.

Fig. 237. Fig. 238.



Durch Einsetzung der vorgenannten Werthe erhalten wir aus Gleichung II.):

$$\frac{\mathfrak{B}}{\mathfrak{B}_m} = 1 + 0{,}38 = 1{,}38 \; . \; . \; . \; . \; . \quad \text{III.}$$

Die mittlere Pressung der Gitterstäbe wird erhalten, indem wir in Gleichung 290) $n = 8$ setzen; behufs Bestimmung der grössten, rechts vom Auflager B stattfindenden Strebenkraft ist in obiger Gleichung I.) $\max \mathfrak{B}' = \max \mathfrak{B} = 190{,}83$ tons und $\sin \varphi = 0{,}707$ zu setzen, und erhalten wir hienach:

$$\max N = 33717 \text{ Kilo} \; . \; . \; . \; . \; . \; . \; . \; . \; . \; . \; . \quad \text{IV.}$$

$$\mathfrak{B}_m = \frac{N}{\omega} = \frac{33717}{47{,}3} = 713 \text{ Kilo} \; . \; . \; . \quad \text{V.}$$

Durch Wertheinsetzung aus obiger Gleichung III. ergiebt sich schliesslich:

$$\mathfrak{B} = \frac{\mathfrak{B}}{\mathfrak{B}_m} 713 = 984^k \; . \; . \; . \; . \; . \; . \; . \; . \; . \; . \quad \text{VI.}$$

Wir haben also trotz der Annahme der durch Figur 232 dargestellten Biegungslinie einen ziemlich hohen Werth für die grösste Pressung erhalten; es spricht diess keineswegs gegen die Anwendung steifer Gitterstäbe; wir haben nämlich für einen Tförmigen Stab von derselben Querschnittfläche unter Anwendung desselben Verfahrens ein Trägheitsmoment von 725^{c^4} erhalten, wie solches aus Figur 238 ersichtlich ist; hienach ist für diesen Tförmigen Stab $\frac{\mathfrak{B}}{\mathfrak{B}_m} = 1 + 0{,}38 \cdot \frac{221}{725} = 1{,}116$ und würde also $\mathfrak{B} = 1{,}116 \times 713 = 796^k$ gefunden worden sein, was als ein durchaus befriedigendes Resultat bezeichnet werden kann.

Anmerk. Die in Figur 238 gezeichnete T-Form hat für die angewendete Höhe eine etwas schwache Eisendicke, wesshalb das Resultat etwas günstiger ist, als bei den gegenwärtig üblichen T-Eisen erhalten würde; wir haben den Querschnitt der Figur 238 entsprechend der Figur 39 in Tabelle XIV. gewählt, welche Figur allerdings ziemlich schlanke Verhältnisse giebt; wir bemerken hiezu, dass die Burbacher Hütte jetzt schon T-Eisen walzt, welche an Höhe und Breite der Figur 238 nahe stehen, dabei aber eine grössere Dicke zeigen.

Bei dem günstigen Resultat, welches wir für T-Eisen erhalten haben, könnte man annehmen, dass vorstehende Gleichung II.) eine zu günstige Voraussetzung enthalte; hiegegen spricht aber, dass die Gitterstäbe der Eipelbrücke in Wirklichkeit eine viel grössere Pressung erhalten haben, als obige Gleichung VI.) angiebt.

Es befinden sich nämlich auf den Zwischenpfeilern, wie aus Figur 236 ersichtlich, gusseiserne Absteifungen, welche oberhalb durch einen schmiedeisernen Träger verbunden, das Gitterwerk rahmenartig umfassen und gegen Umkanten wie gegen Verwinden schützen; im Gitterwerk selbst aber sind Vertikalständer, wie solche in Figur 235 über den Zwischenpfeilern gezeichnet sind, nicht angebracht und es musste daher bei der Probebelastung, welche den obigen Angaben entsprechend war, etwa 6 Gitterstäbe die gesammte Pfeilerreaction je für ein Gitter aufnehmen; man findet leicht, dass die Pressung auch bei Annahme der obigen Gleichung II.) an der Grenze des Zulässigen angelangt war, wenn man auch die gusseisernen Bügel, welche nachträglich gegen Ausbiegen angebracht wurden, mit in Rücksicht nimmt.

Bei neuen Projecten wird man übrigens vorsichtig in Anwendung der durch Figur 232 dargestellten Biegungskurve sein, und im Zweifelfalle sich eher der Figur 231 zuneigen, nach Umständen das Mittel zwischen beiden Fällen nehmen.

193. Gleichzeitig mit der Eipelbrücke wurde auf der Elisabeth Westbahn unter Leitung des Herrn Hornbostl eine Reihe von Gitterbrücken erbaut, welche beiderseits Stäbe von T-Eisen erhielten; sie zeigen die Eigenthümlichkeit, dass die Aenderungen in der Stärke der Gitterwand nicht durch Modification des

Gitterstab-Querschnitts, **sondern durch allmählige Aenderung der Maschenweite unter Anwendung eines gleichmässigen Gitterstab-Profils bewirkt ist.** Die Ausführung ist dadurch bezüglich Beschaffung des Materials wesentlich erleichtert, doch lässt sich diese Construction nur dann mit Vortheil anwenden, wenn die Fahrbahn oben aufgelegt ist, und in Folge dessen die Aenderungen in der Maschenweite keinen störenden Einfluss auf die Distanz der Querträger üben können. — Berechnet werden diese Brücken ganz wie die anderen Brücken dieser Klasse, indem lediglich die Nummerzahl n mit der Entfernung vom Auflager wechselt.

194. Als Beispiel einer Gitterbrücke mit steifen Stäben von bescheidenen Dimensionen nehmen wir die Brücke über den Blaucanal bei Ehrenstein an der württembergischen Donaubahn, deren Construction in Tafel XVI. dargestellt ist.

Die Brücke ist schief und haben die Träger eine Länge von $19{,}8^m$, eine Stützweite von $19{,}4^m$. Das Gitterwerk bildet ein dreifaches System von steifen Tförmigen Stäben; die Maschenweite ist $1{,}076^m$, die Distanz der Querträger doppelt so gross und beträgt somit $2{,}152^m$; zwischen den Querträgern, welche als Blechbalken construirt sind, befinden sich Schwellenträger von Doppel-T-Eisen, der Art angebracht, dass die Unterkante der Fahrschienen 2,4 Fuss oder $0{,}63^m$ über der Unterkante der Hauptträgergurtung sich befindet. — Der Querträger hat eine Höhe von $0{,}54^m$, welche Höhe genügend ist, um eine besondere Eckabsteifung überflüssig zu machen; es zeigte auch die Brückenprobe nur eine ganz unbedeutende Seitenschwankung der Gitterwand, welche letztere oberhalb auf $1{,}44^m$ frei und auf diese Höhe nur durch die Gitterstäbe selbst ausgesteift ist. — Die Gewichte der Eisenconstruction sind entsprechend den in Tafel XVI. eingeschriebenen Dimensionen folgende:

Hauptträger:		
Gurtungen nebst Endständern	9200	
Gitterstäbe	4200	
		13400
Windkreuze		220
Querträger		7300
Schwellenträger		2640
		23660^k

Das Eisengewicht beträgt somit für eine Länge $l = 19{,}4^m$ per laufenden Meter:

$$p' = 36{,}0\,l + 500 = 1200 \text{ Kilo.}$$

194. Bei Berechnung dieser Brücke war, wie soeben bemerkt, die der Tabelle XVII^a. zu Grunde liegende Verkehrs-

belastung massgebend; wir erhalten aus dieser Tabelle für eine Spannweite von 20^m:

$$k = 4660^k; \qquad \frac{k + k'}{2} = 5360^k$$

$$k^1 = 6050^k$$

Ferner ist, wenn wir zum Eisengewicht p' das Gewicht von Oberbau und Bedielung mit 300^k per Meter addiren:

$$p = 1500 \qquad q_0 = \frac{k + k'}{2} + p$$

$$q = 6160 \qquad " = 6850$$

und erhalten wir hienach bei $19{,}4^m$ Stützweite:

Grösstes Angriffsmoment in der Trägermitte:

$$\text{Mmax } \mathfrak{M} = \frac{q\,l^2}{8} = 290{,}0 \text{ mts.} \quad . \; . \; . \; . \; . \quad \text{I.}$$

Grösste Vertikalkraft am Auflager:

$$\text{Mmax } \mathfrak{V} = {}^1/_2\, q_0\, l = 66{,}44 \text{ tons} \quad . \; . \; . \; . \; . \; . \quad \text{II.}$$

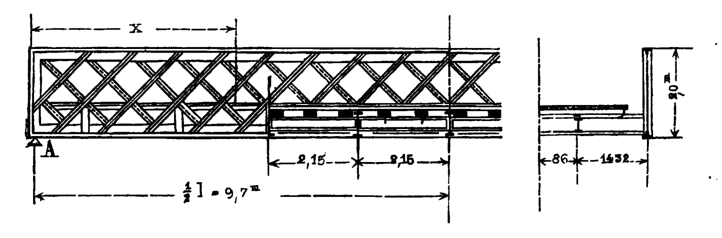
Grösste Vertikalkraft in der Trägermitte:

$$\max \mathfrak{V}_{1/_2 l} = \frac{k^1 l}{8} = 14{,}67 \text{ tons} \quad . \; . \; . \; . \; . \; . \quad \text{III.}$$

Diese Momente und Kräfte sind durch Halbiren auf einen Hauptträger zu reduziren, und erhalten wir für die Gurtungen in der Trägermitte nach Gleichung 289):

$$O = U = \frac{\text{Max } \mathfrak{M}'}{\mathfrak{H}} = \frac{145{,}000}{1{,}94} = 64{,}7 \text{ tons} \quad . \; . \; . \quad \text{IV.}$$

Fig. 239.



Der Querschnitt, welcher diese Gurtungskraft aufnehmen muss, setzt sich folgendermassen zusammen:

3 Gurtungsbleche von je 200^{mm} Länge, 10^{mm} Dicke, ... 60,0 □Cent.
2 Gurtungswinkel von je 90^{mm} Schenkellänge und $11{,}5^{mm}$ Dicke, ... 38,7 „
1 Stehblech . . . . 286^{mm} lang, 11^{mm} dick, ... 31,5 „

130,7 „

Hievon gehen ab:
2 Nieten durch die Kopfbleche 2 × 2,0 × 4,1 = 16,4 „

bleiben 113,8 „

wonach eine grösste Gurtungsspannung $\mathfrak{A} = 656^k$ stattfindet.

Wir erhalten für die grösste Kraft in den Gitterstäben nach Gleichung 290):

$$\left.\begin{aligned} N \sin\varphi &= \frac{1}{n}\,\mathfrak{B}' \\ N &= \frac{1}{3} \cdot \frac{1}{0{,}707} \cdot 33220 = 15662 \text{ Kilo.} \end{aligned}\right\} \quad \ldots \quad \text{V.}$$

Es beträgt aber der Querschnitt ω der stärkern Stäbe 31 □Centim., wonach:

$$\mathfrak{B}_m = \frac{N}{\omega} = 502^k \quad \ldots\ldots\ldots \quad \text{VI.}$$

sich ergiebt; die freie Länge eines Stabes beträgt $1{,}4^m$, die Höhe des Querschnitts $0{,}1^m$, somit ist in Tabelle XIV. das Verhältniss $\frac{L}{H} = 14$ und hienach $\frac{\mathfrak{B}}{\mathfrak{B}^m} = 1{,}2$ zu setzen; die grössete Pressung betrüge hienach 602^k. (Die in Gleichung 286) angenommene Verdopplung des Trägheitsmoments kann bei der geringen Zahl der auf einen Stab treffenden Knotenkunkte nicht in Anwendung kommen.)

Bei Berechnung der grössten Gitterstab-Spannung sind noch zwei Nietlöcher in Abzug zu bringen, wodurch der Querschnitt auf 25 □Cent. reduzirt wird; die Gitterstabspannung berechnet sich hieraus mittelst Gleichung V. auf:

$$\mathfrak{A} = \frac{N}{\omega} = \frac{15662}{25} = 627^k \quad \ldots \quad \text{VII.}$$

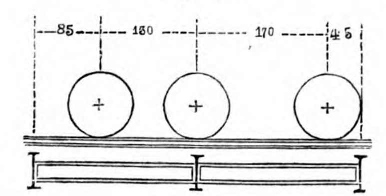
Die Pressungen und Spannungen der Gitterstäbe erleiden noch eine Modification durch die Uebertragung der Fahrbahnbelastungen auf die Gurtungen. Diese Belastung beträgt auf doppelte Maschenweite 2,15 (k′ + F), wo wir $k' = 6050$, $F = 500 + 300 = 800^k$ zu setzen haben; auf jedes Gitter treffen hienach 7364^k, wovon die

Hälfte durch je 4 Gitterstäbe aufgenommen werden muss; ein Gitterstab empfängt somit 921^k, welches Gewicht die im Stabe herrschende Kraft um $921 \cdot \frac{1}{\sin \varphi} = 1300^k$ vermehrt, beziehungsweise vermindert; Verminderung der Strebenkraft findet nämlich für die gedrückten, Vermehrung für die gezogenen Stäbe statt; durch letztere wird in Gleichung V. die Grösse N′ auf 16962^k und entsprechend die durch Gleichung VII. gegebene Gitterstab-Spannung am Auflager erhöht. Einen etwas grösseren Einfluss übt diese Modification der Strebenkraft in der Mitte der Brücke; hier folgt aus Gleichung 290) durch Einsetzung des in obiger Gleichung III. gegebenen Werthes $\mathfrak{V}$:

$$\left.\begin{aligned} N \sin \varphi &= \frac{1}{n} \mathfrak{V}' = \frac{1}{3} \cdot 7335^k \\ N &= 3458^k \end{aligned}\right\} \quad . \quad . \quad \text{VIII.}$$

wozu nun wieder obige 1300^k, welche von der Uebertragung der Fahrbahnbelastung herrühren, zu addiren sind; der Gitterstab-Querschnitt beträgt in der Mitte 24 □Cent. und nach Abzug von zwei Nietlöchern 19,6 □Cent., woraus als grösste Spannung in der Trägermitte $\frac{3458 + 1300}{19,6} = 243^k$ sich ergiebt. Die gedrückten Stäbe sind in der Brückenmitte sehr wenig in Anspruch genommen, da hier der Werth 1300^k in Abzug zu bringen ist.

Fig. 240.



Für die Querträger giebt die in Figur 240 dargestellte Stellung der Locomotive die grösste Belastung an; der in dieser Figur dargestellte mittlere Querträger erhält als Verkehrsbelastung:

$$12000 \left(1 + \frac{85 + 45}{215}\right) = 19265^k$$

wovon an jedem Lastpunkte je $P_{,} = 9632^k$ wirkt; hiezu kommt noch vom Gewichte der Fahrbahn $P_{,,} = 300 \cdot 2,15 = 630^k$, so dass $P = P_{,} + P_{,,} = 10262$ sich ergiebt; das an den Lastpunkten thätige Angriffsmoment $\mathfrak{M}$ ist nach Tabelle XXVIII., Figur 95, ausgedrückt durch:

$$\mathfrak{M} = P \lambda = 10262 \times 1,43 = 14675 \text{ KM.} \quad . \quad . \quad \text{IX.}$$

Dieses Moment in Gleichung 158) eingesetzt giebt als grösste Gurtungsspannung der Querträger:

$$\mathfrak{A} = 14675 \frac{H}{\mathfrak{H}_0^2} \frac{1}{(\Omega + {}^1/_6\, \delta\, \mathfrak{H}_0)} \quad . \quad . \quad . \quad . \quad \text{X.}$$

In dieser Gleichung ist nach Tafel XVI. einzusetzen $H = 53{,}6^c$, $\mathfrak{H}_0 = 49^c$, $\delta = 0{,}9$, während sich der Gurtungsquerschnitt ω zusammensetzt:

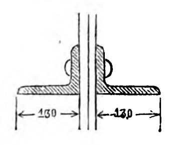
1 Kopfblech $20{,}0 \times 1{,}0 =$	20,00	□Cent.
2 Winkel von je $9{,}0^c$ Schenkellänge und $1{,}15^c$ Dicke	38,70	„
	58,7	□Cent.
Hievon ab 2 Nieten	7,3	„
Bleiben	51,5	□Cent.

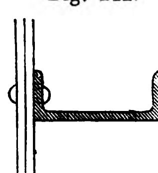
Vorstehende Werthe in Gleichung X. eingesetzt, erhalten wir als grösste Gurtungsspannung $\mathfrak{A} = 558^k$.

§. 21. Gitterbrücken mit flachen Stäben und Vertikalständern.

196. Ehe man grossmaschige Gitterbrücken mit steifen Streben construirte, hat man die Aussteifung der bis dahin durchaus von Flacheisen hergestellten Gitterbrücken mittelst Vertikalständern bewirkt, welche letztere häufig zugleich zur Anbringung der Fahrbahnträger dienten. Da wo die Distanz der Vertikalständer wesentlich kleiner ist, als die Gitterhöhe, werden sämmtliche gedrückte Stäbe von den genannten Vertikalen ziemlich gleichförmig beeinflusst und die in Nummer **189.** gegebenen Regeln können directe Anwendung finden, indem wie dort bemerkt die Distanz d_0 der Vertikalen bei Bestimmung der freien Länge der Gitterstäbe massgebend ist und in Gleichung 206) $l = d_0 \frac{1}{\cos \varphi}$ gesetzt wird. Es geht hieraus hervor, dass es für Aussteifung der Gitterstäbe günstiger ist, wenn die Vertikalen einander näher gerückt werden, wodurch sich nicht nur die freie Länge der Gitterstäbe vermindert, sondern auch die Uebertragung eines Theils der Strebenkraft auf die Vertikalen gleichmässiger geschieht. — Damit die Vertikalständer nicht zu viel Material in Anspruch nehmen ist erforderlich, dass ihr Querschnitt senkrecht zur Gitterwand möglichst hoch wird; die nebenstehend skizzirte Anordnung, wo die angewendeten Winkeleisen mit den schmäleren Schenkeln an die Wand befestigt, durch ihre beiden längeren Schenkel eine ansehnliche Querschnitthöhe h darstellen, entspricht dem Zweck der Absteifung ungleich weniger als der in gegenüberstehender Figur 242 dargestellte Querschnitt, welcher bei gleichem Gewichte ein wesentlich grösseres Widerstandsmoment gegen Ausbiegung der Wand giebt auch für

Fig. 241.




Fig. 242.

Befestigung der Querträger eine grössere Fläche darbietet.

In den meisten Fällen wurden die hier besprochenen Gitterbrücken mit geradlinig horizontalen Gurtungen hergestellt; es können also — bei zwekmässiger Anbringung der Vertikalständer — in der Regel die Formeln 299)—302) Anwendung finden; hiebei ist in Formel 302), wie schon erwähnt, zu Bestimmung des Verhältnisses $\mathfrak{B} : \mathfrak{B}_m$ Gleichung 169) in den Formeln 300) und 301) aber Gleichung 286) in Anwendung zu bringen. In beiden Fällen kann, da die Gitterstäbe vierkantig vorausgesetzt sind, Tabelle XIV. bequeme Anwendung finden.

Anmerk. Wenn Tabelle XIV. für Gleichung 286) dienen soll, so ist $1 + K\frac{\omega\, l^2}{8\,\Theta}$ in $1 + K\frac{\omega\, {}^1/_2\, l^2}{2\,\Theta}$ zu übertragen, und muss sodann der aus Tabelle XIV. gefundene Werth $\mathfrak{B}_m : \mathfrak{B}$ behufs Verdopplung des Trägheitsmoments eine Correction erfahren; z. B. $\frac{1}{1{,}86} = \frac{1}{1 + 0{,}86}$ giebt durch Verdopplung des Trägheitsmoments $\frac{1}{1 + 0{,}43} = \frac{1}{1{,}43}$.

Wenn man für einen gezogenen Stab den Werth N_x nach Gleichung 300) und für den symmetrisch gelegenen gedrückten Stab den Werth T_x nach Gleichung 301) bestimmt, so geben die Gleichungen:

$$\mathfrak{A} = \frac{N_x}{\omega} \quad . \; . \; . \; . \; . \; . \; . \; . \; . \quad 303)$$

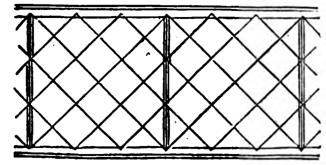
und:

$$\mathfrak{B} = \frac{\mathfrak{B}}{\mathfrak{B}_m} \cdot \frac{T_x}{\omega} \quad . \; . \; . \; . \; . \; . \quad 304)$$

für $\mathfrak{A}$, beziehungsweise $\mathfrak{B}$, je denselben Werth, weil in Folge der Mitwirkung der Vertikalständer eine gleichmässige grösste Anstrengung für die beiderseitigen Gitterstäbe angenommen worden ist.

197. Das vorstehend beschriebene Verfahren erfährt eine Abänderung, wenn die Distanz der Vertikalständer und der Gitterhöhe ziemlich gleichstehend ist oder aber dieselbe noch übertrifft.

Fig. 243.



In solchen Fällen können, wie aus beistehender Figur 243 ersichtlich, diejenigen Stäbe, welche beispielsweise die Diagonale des von Gurtungen und Vertikalen eingeschlossenen Vierecks bilden (oder diesen Diagonalen zunächst gelegen sind), sofern sie gedrückt sind, weniger Strebenkraft aufnehmen, als die übrigen Stäbe; dem entsprechend wird die entgegengesetzte gezogene Diagonale um so viel mehr in Anspruch genommen sein; man könnte für jedes einzelne Gitterstabspaar das Verhältniss $\mathfrak{B} : \mathfrak{B}_m$ besonders entwickeln und es würde

der Grad der Anstrengung des Gitterwerks eben durch diejenigen Diagonalen bestimmt sein, welche den grössten Zug = grössten Druck aufnehmen müssen; hiezu kommt aber noch, dass bei vorhandenen Vertikalständern die Formänderung des ganzen Trägers dahin wirken wird, dass die gezogenen Diagonalen ganz besonders in Anspruch genommen sind, und dass somit die Anstrengung einer gezogenen Diagonale eine wesentlich höhere sein wird, als nach Gleichung 300) berechnet würde. — Solche Systeme befinden sich daher in sehr ungünstigen Verhältnissen und werden kaum mehr angewendet.

Durch Hinzufügung von Vertikalen zwischen den Hauptständern würden die Umstände wesentlich geändert; man hat aber solche Gitterwerke häufig auf anderweitigem Wege zu verbessern gesucht, indem man die gedrückten Diagonalstäbe aus T-Eisen construirte. Man erreicht damit den doppelten Zweck, einmal ein weiteres rückwirkendes Element in die Gitterwerke hineinzubringen und sodann die gezogenen Diagonalstäbe kräftig zu entlasten, wie sich diess durch Anwendung der Gleichungen 300) und 301) des Näheren ergiebt.

Solche Systeme können in constructiver Hinsicht gute Dienste leisten, die Berechnung wird aber complizirt, weil man für jedes Gitterstabpaar die Gleichung 301) besonders anschreiben und für Gleichung 302) einen mittlern Werth $\mathfrak{B} : \mathfrak{B}_m$ bestimmen muss.

198. Die Weichselbrücke bei Dirschau ist die bedeutendste und zugleich die am weitesten gespannte Gitterbrücke, wie aus folgenden Abmessungen hervorgeht:

6 Oeffnungen	à	$121{,}1^m$	=	$726{,}60^m$
5 Zwischenpfeiler	à	$9{,}73^m$	=	$48{,}65^m$
2 Endpfeiler	à	$31{,}0^m$	=	$62{,}00^m$
				$837{,}25^m$

Von den 6 Oeffnungen sind je 2 zusammen gekuppelt, so dass sozusagen drei getrennte Brücken an einander gereiht sind.

Die Gitter zeigen Flachstäbe von gleichem Querschnitt gegen Zug und Druck, sowie Vertikalständer in Entfernungen von je 6 Fuss; es können also die in N°. **195**. gegebenen Regeln angewendet werden. — Die Brücke ist für ein einziges Eisenbahngeleise construirt, dient aber gleichzeitig dem Strassenverkehr (siehe Figur 244); der Abstand der beiden Gitterwände ist so gewählt, dass bei freiem Bahngeleise zwei Fuhrwerke einander ausweichen können; die Lichtweite des Brückenquerschnitts beträgt $6{,}27^m$.

Unter vorbeschriebenen Verhältnissen ist die Verkehrslast der Belastung eines Eisenbahngeleises entsprechend und wurde das variable Gewicht auf 2128 alte Pfund per laufenden Fuss oder 3170 Kilo per Meter bestimmt; bei dieser Annahme soll die grösste Anspannung 10000 alte Pfund per □Zoll oder 684 Kilo per

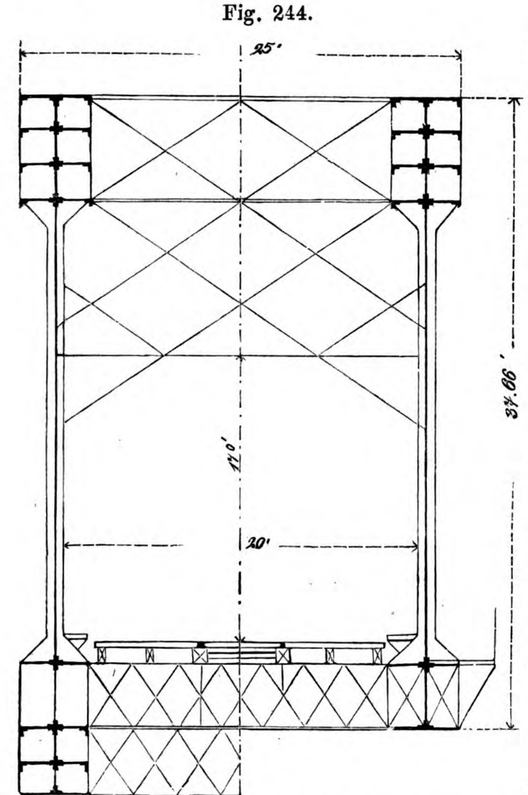


Fig. 244.

□ Centimeter betragen; hiebei wurde nur die gleichförmig vertheilte Maximallast berücksichtigt, welche übrigens auch (zunächst dem Zwischenpfeiler) das grösste Angriffsmoment und die grösste Vertikalkraft hervorruft, wie aus Tafel IV. ersichtlich. Das Eigengewicht wird zu 6160 Pfund per laufenden Fuss oder 9180 Kilo per Meter angegeben, (so dass $p : q = 3 : 4$); es ist dieses Gewicht wesentlich grösser als wir nach Gleichung 103) für 121 m Spannweite erhalten würden, obgleich continuirliche Brücken stets etwas leichter sein sollten. Die grössere Schwere fällt nur zum Theil dem gewählten Constructionssystem zur Last, ist vielmehr überwiegend durch andere Umstände veranlasst.

Einmal ist die Breite der Brücke und demgemäss das Gewicht der Fahrbahntafel mit Rücksicht auf die Landfuhrwerke grösser, als für ein Eisenbahngeleise erforderlich wäre, wobei übrigens zu bemerken, dass diese grössere Breite bei der grossen Spannweite beinahe unerlässlich ist; entsprechend werden (wie überhaupt bei weitgespannten eingeleisigen Brücken) auch die Verspannungen und Windstreben verhältnissmässig schwer ausfallen.

Ein zweiter Umstand bezieht sich auf eine bei grösseren Spannweiten nothwendige Correction der Gleichung 103). Diese Formel setzt theoretisch betrachtet voraus, dass das per Längeneinheit antreffende Totalgewicht $(p + k)$ ziemlich constant sei, wie diess auch nach den Tafeln XVII. und XVII[a]. zwischen 10 und 60 m Spannweite der Fall ist; bei grösserer Spannweite bleibt sich die variable Last ziemlich constant (nimmt wenigstens sehr mässig ab), während das Eigengewicht, zunächst nach Formel 103) berechnet, rasch zunimmt; es ist daher für die grössere Spannweite in

Gleichung 103) der Coefficient C zu vergrössern und zwar umsomehr als mit Zunahme dieses Coefficienten das Eigengewicht p und ebendamit der Werth $q = p + k$ wächst.

Die letztere Betrachtung bleibt unter allen Umständen bestehen, dagegen fällt die vorher angeführte weitere Ursache der Gewichtsvermehrung — nämlich die bei grossen Spannweiten unerlässliche grössere Breite und entsprechende Gewichtsvermehrung der Querverspannung bei zweigeleisigen Brücken weg, indem das betreffende Gewicht, auf zwei Geleise vertheilt, das normale Maass nicht überschreitet; wenn solche Brücken ausserdem für zwei Geleise nur zwei Hauptträger erhalten, so kommt der weitere Vortheil hinzu, dass man zwei Träger immer vortheilhafter construiren kann, als drei oder vier Träger, welche für dieselbe Verkehrslast bestimmt sind; die bezügliche Materialersparniss ist wesentlich grösser als die Vermehrung des Gewichts der Querträger und oberen Querverbindungen, welche durch den grössern Abstand von zweien für zwei Geleise dienenden Hauptträgern bedingt ist.

199. Der Gurtungsquerschnitt der Dirschauer Brücke hat die Zellenform erhalten, welche gegen Druck guten Widerstand leistet und durch die Vertheilung der Querschnittfläche sich bequem der Anbringung von Stossplatten darbietet; dagegen erfordert die Aussteifung der Zellen und die durch vermehrte Constructionshöhe bedingte weitere Verspannung einen nicht unbedeutenden Materialaufwand.

Die grösste Spannung in den Gurtungen sollte auf die ganze Brückenlänge constant sein; es wurde desshalb der Gurtungsquerschnitt entsprechend den Angriffsmomenten modifizirt, und zwar wechselte die Breite der einzelnen Blechstreifen zwischen 0,39 und 1,41 Metern, die Dicke derselben zwischen 20 und 16^{mm}. Ueber den Zwischenpfeilern ist eine weitere Verstärkung der Gurtung angebracht worden; wir sehen nämlich aus den graphischen Darstellungen der Tafel IV., dass das Angriffsmoment $\mathfrak{M}$ daselbst sehr rapid zunimmt; es sind desshalb an dieser Stelle weitere Zellen hinzugefügt, wodurch zugleich die Höhe des Gitters um 4 Fuss oder $1{,}26^{m}$ vermehrt ist; die Distanz der Gurtungsschwerpunkte beträgt in Folge dieser Erhöhung der untern Gurtung zunächst den Zwischenpfeilern $10{,}90^{m}$, auf der übrigen Länge $10{,}28^{m}$.

Die Vertikalständer, deren Querschnitt aus Figur 241 ersichtlich ist, sind in Entfernungen von 6 Fuss angebracht, so dass als Länge l der Gitterstäbe $d : \cos 45^{0} = 8\tfrac{1}{2}$ Fuss $= 2{,}67^{m}$ in die Rechnung einzuführen ist. — Die Gitterstäbe selbst wechseln nach der Grösse der Vertikalkraft zwischen 131^{mm} auf 36^{mm} und 80^{mm} auf 73^{mm}; die diagonale Maschenweite beträgt 2′ oder $0{,}628^{m}$; durch jeden Vertikalschnitt werden 32 Gitterstäbe getroffen; am Zwischenauflager, wo nach Tabelle XX.

$\mathfrak{V} = 0{,}625\ q b = 0{,}625\ (3170 + 9180)\ 121{,}1 = 934{,}75$ tons,

somit $\mathfrak{B}' = 467{,}37$ tons zu setzen ist, finden wir durch Anwendung der Gleichung 300):

$$N_x \sin\varphi = \frac{2}{32} \,.\, 467370 \frac{\mathfrak{B}}{\mathfrak{B} + \mathfrak{B}_m} \quad . \; . \; . \; . \quad \text{I.}$$

Es ist aber nach Gleichung 286):

$$\mathfrak{B} = \mathfrak{B}_m \left(1 + 0{,}00008 \frac{\omega\, l^2}{8\, \Theta}\right) \quad . \; . \; . \; . \; . \quad \text{II.}$$

In dieser Gleichung ist zu setzen (zunächst ohne Berücksichtigung des Nietenabzugs):

$$\omega = 13{,}1 \times 2{,}6 = 34 \;\square\text{Centim.},$$
$$l = d : \cos\varphi = 267 \text{ Centim.},$$
$$\Theta = \frac{1}{12}\, b\, h^3 = 19{,}187^{\,c^4},$$

somit:

$$\mathfrak{B} = 2{,}264\, \mathfrak{B}^m \,. \; . \; . \; . \; . \; . \; . \; . \; . \; . \; . \; . \quad \text{III.}$$

Aus den vorstehenden Gleichungen I. und III. folgt:

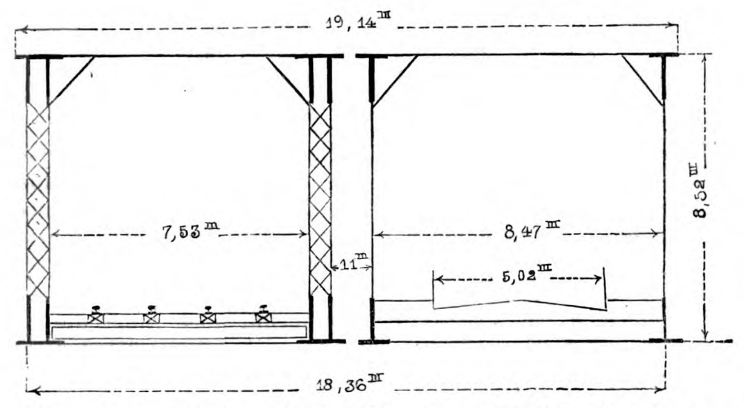
$$N_x = 30045 \text{ Kilo} \; . \; . \; . \; . \; . \; . \; . \; . \; . \; . \; . \quad \text{IV.}$$

und:

$$\mathfrak{A} = \frac{N_x}{\omega} = \frac{30045}{34} = 884 \text{ Kilo} \quad . \; . \; . \quad \text{V.}$$

Diese Spannung wird durch den nothwendigen Nietenabzug noch erhöht. Die grösste Pressung $\mathfrak{B}$ dürfen wir nach den am Schlusse von N⁰. **189.** gegebenen Erläuterungen gleich gross annehmen.

Fig. 245.



200. Kurze Zeit nach der Dirschauer Weichselbrücke wurde die Rheinbrücke in Köln nach demselben System erbaut und 1860 dem Betrieb übergeben. Dieselbe hat 4 Oeffnungen von je 98,22^m Lichtweite, von welchen je 2 durch einen gekuppelten

Träger überbrückt sind; hiebei ist neben der zweigeleisigen Eisenbahnbrücke eine Strassenbrücke von 8,47^{m} Lichtweite auf dieselben Steinpfeiler aufgesetzt, wie diess aus vorstehender Figur 245 des Nähern ersichtlich ist.

Eine eingehende Beschreibung dieser Brücke ist in der Berliner Zeitschrift für Bauwesen, Jahrgang 1863, veröffentlicht worden. Daselbst wird das Eisengewicht der ganzen Brücke folgendermassen angegeben:

Tabelle LVII.

N°.	Gegenstand.	Eisenbahnbrücke.		Strassenbrücke.	
		Kilogr.	Kilogr.	Kilogr.	Kilogr.
1.	Die Querträger	344257		174493	
2.	Die oberen Querverbindungen	86238		86460	
3.	Die horizontalen Gitterstäbe .	41516		44852	
4.	Gurtungen	1269744		719027	
5.	Gitterstäbe der Hauptträger .	684784		383939	
6.	Vertikalständer derselben . .	342246		307212	
			2768787		1715983

Die ganze Länge der hiezu gehörigen Brückenconstruction beträgt 415^{m}, wesshalb wir bei einer Spannweite von 98,12^{m} erhalten:

Für die Eisenbahnbrücke per Geleise:

$$p' = 27{,}9\,l + 420 = 3336^{k},$$

für die Strassenbrücke bei 8,4^{m} Breite:

$$p' = 37{,}8\,l + 422 = 4135^{k}.$$

201. Das im Vorstehenden aufgeführte Gewicht der Kölner Eisenbahnbrücke ist per Geleise wesentlich geringer als das der Dirschauer Weichselbrücke; obgleich die Spannweite per laufenden Meter nur einen Unterschied von 1000—1200 Kilo per Geleise bedingen sollte, so beträgt dieser Unterschied circa 5800 Kilo, so dass das Gewicht der Rheinbrücke, auf die grössere Spannweite der Dirschauer Brücke übertragen, immerhin noch nicht die Hälfte des per laufenden Meter berechneten Gewichts der letztern betragen würde. — Der Grund ist wohl hauptsächlich darin zu suchen, dass eine zweigeleisige Brücke weitaus günstiger zu construiren ist, sowie dass einige für die Dirschauer besonders ungünstige Umstände hier wegfielen.

Die diagonale Weite der Maschen wurde grösser (0,785^{m}) angenommen, die gedrückten Gitterstäbe wurden etwas stärker

und insbesondere dicker angenommen, als die gezogenen in demselben Längeabstand befindlichen Stäbe. — Die Distanz der Vertikalen, welche bei der Dirschauer Brücke $1{,}88^m$ beträgt, ist hier nur $1{,}57^m$ und wurde zunächst den Auflagern auf $0{,}785^m$ reduzirt; die Gitterstäbe der Rheinbrücke befinden sich daher unter wesentlich günstigern Bedingungen als die in N⁰. **198**. der Rechnung unterzogenen Gitterstäbe der Weichselbrücke.

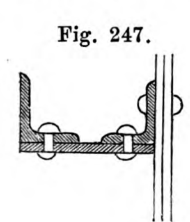
Eine wesentliche Neuerung bei der Rheinbrücke ist die Anordnung eines Doppelgitters, welches die Anbringung von kräftigen Vertikalständern mit verhältnissmässig geringem Materialaufwand gestattete; diese Ständer bestehen nämlich selbst wieder aus einem Gitterwerk, welches zwischen die beiden gekuppelten Gitterwände eingesetzt ist; man hat diesen Doppelgittern den Vorwurf gemacht, dass das erste Gitter einen grössern Theil der Vertikalkraft aufnehmen müsse; insofern jedoch die Strebenkraft aus der Distanz der Gurtungskräfte entsteht (zu vergleichen Gleichung 173), so müsste zuerst nachgewiesen werden, dass die Gurtungen ungleich gespannt sind; bei der Kölner Brücke werden übrigens die innern Gitter zunächst den Zwischenpfeilern dennoch verhältnissmässig mehr in Anspruch genommen sein, weil daselbst die Gurtungen unsymmetrisch angeordnet sind (Figur 246) und in Folge dessen die innern Gurtungen einen grössern Theil an der Differenz der Gurtungskräfte aufnehmen müssen.

Fig. 246.

Zum Gewicht der Fahrbahntafel, welches oben per Geleise zu 420 Kilo angegeben wurde, ist zu bemerken, dass die Schienenträger, weil von Holz, hiebei nicht inbegriffen sind.

202. Die Strassenbrücke ist wesentlich leichter construirt, als die Eisenbahnbrücke, wie auch das Gewicht für $8{,}47^m$ Breite ziemlich niedrig ist. — Insbesondere sind die Querträger sehr leicht und sind in der Mittheilung der Berliner Zeitschrift die Durchbiegungen derselben in Folge des Strassenverkehrs zu $2\frac{1}{2}$—4^{mm} angegeben; diese Einbiegung der Querträger pflanzt sich nun nothwendig auf die Gitterwände fort und veranlasst eine hin- und herschwingende Bewegung, welche insbesondere beim Passiren von Fuhrwerken deutlich wahrnehmbar ist; die Berliner Zeitschrift sagt hierüber: „Von der ruhig daneben liegenden Eisenbahnbrücke aus konnten diese Bewegungen genau gemessen werden, und wurde ermittelt, dass dieselben für die unmittelbar mit den Querträgern vernieteten Vertikalversteifungen stärkerer Construction (siehe Figur 247) stets

Fig. 247.



fast genau gleich der Biegung des Querträgers waren, während die zwischen je zwei Querträgern angebrachten einfachen Winkeleisen etwa eine doppelt so grosse Biegung erlitten; letztere wurde selbst bis zu $4\frac{1}{2}$ Linien (oder 10^{mm}) gemessen."

Die Entfernung der Querträger beträgt nämlich 10 Fuss oder $3{,}138^m$, und nur an diesen Punkten sind die in Figur 247 dargestellten Vertikalständer angebracht; zwischen diesen befinden sich in der Mitte einfache Winkel, welche zur Steifigkeit der $8{,}52^m$ hohen Gitterwände wenig beitragen können.

Auch bei der Strassenbrücke ist die Fahrbahntafel mit Ausnahme der Querträger ganz von Holz (woher auch das geringe Eisengewicht der Fahrbahn sich erklärt); auf den 182^{mm} hohen kiefernen Balken ruht zunächst ein 52^{mm} starker Unterbelag von kreosotirten kiefernen Bohlen, sodann ein Oberbelag von 65^{mm} starken Bohlen, welche letztere anfänglich nur $1\frac{1}{2}$—2 Jahre ausdauerten; doch wird bemerkt, dass später angewendete Buchenbohlen im Jahre 1862 nach $1\frac{1}{2}$jähriger Benutzung noch ganz gut erhalten waren.

§. 22. Gitterbrücken mit steifen Streben und flachen Zugbändern.

203. Da ein grosser Theil der Gitterstäbe, zumal bei frei aufliegenden Trägern, nur auf Zug in Anspruch genommen ist, so wendet man vielfach für diese Stäbe das billigere und gegen Zug besonders zweckmässige Flacheisen an und giebt nur den gedrückten Stäben eine entsprechende Steifigkeit gegen Ausbiegungen; diese Brücken bilden den Uebergang zu den mehrfachen symmetrischen Fachwerken und können auch nach den dort entwickelten Formeln berechnet werden, sobald man die freie Länge L kennt, welche in Formel 169) behufs Bestimmung der relativ rückwirkenden Festigkeit dieser Stäbe einzusetzen ist.

Werden diese Brücken als Gitterbrücken behandelt — was für die Rechnung einfacher und bezüglich der Querschnittdimensionen hinreichend genau ist — so darf anstatt Gleichung 169) die bestimmtere Gleichung 285) benützt werden; im Uebrigen werden die in N⁰. **188.** gegebenen Regeln und insbesondere die Gleichungen 187) — 190) angewendet; da diese Brücken meist geradlinig begrenzt sind, werden die Gleichungen 189) und 190) in Verbindung mit den Gleichungen 166)—168) und 285) in der Regel zur Bestimmung der Querschnittdimensionen ausreichen. — Wir haben unter Annahme der in N⁰. **188.** gegebenen Bezeichnungen für geradlinig horizontal begrenzte Gitterträger mit steifen Streben und flachen Zugbändern:

Spannung in irgend einem gezogenen Gurtungsquerschnitt Ω_x:

$$\mathfrak{A} = \frac{\mathfrak{M}'_x}{\mathfrak{H}_x} \cdot \frac{1}{\Omega_x} \quad . \; . \; . \; . \; . \; . \; . \; . \quad 305)$$

Pressung in irgend einem gedrückten Gurtungsquerschnitt Ω_x:

$$\mathfrak{B} = \mathfrak{B}_m = \frac{\mathfrak{M}'_x}{\mathfrak{H}_x} \cdot \frac{1}{\Omega_x} \quad . \; . \; . \; . \; . \quad 306)$$

Indem wir $\mathfrak{B} = \mathfrak{B}_m$ setzen, ist vorausgesetzt, dass die Entfernung der Knotenpunkte des Systems nicht so gross ist, dass desshalb die relativ rückwirkende Festigkeit der Gurtung in Frage kommt, in welch letzterem Falle die Brücke besser als Fachwerkbrücke zu behandeln wäre.

Spannung in irgend einem gezogenen Gitterstab N_x (oder T_x), dessen Mitte durch die Abscisse x bezeichnet ist:

$$\mathfrak{A} = \frac{1}{n} \cdot \mathfrak{V}'_x \cdot \frac{1}{\sin\varphi} \cdot \frac{1}{\omega} \quad . \; . \; . \quad 307)$$

Grösste Pressung in irgend einem gedrückten Gitterstab T_x (beziehungsweise N_x), dessen Mitte durch die Abscisse x bezeichnet ist:

$$\mathfrak{B} = \frac{1}{n} \cdot \mathfrak{V}'_x \cdot \frac{1}{\sin\varphi} \cdot \frac{1}{\omega} \cdot \left(1 + K\frac{\omega l^2}{4\Theta}\right) \quad . \quad 308)$$

in welcher Gleichung l die ganze Länge des Stabs zwischen den Gurtungs-Mittellinien bezeichnet.

Für diejenigen Stäbe, welche abwechselnd auf Zug und Druck in Anspruch genommen sind, ist in der Regel Gleichung 308) massgebend; jedenfalls sollen solche Stäbe, auch wenn sie gegen Zug einen grössern Querschnitt als gegen Druck erfordern, als steife Stäbe construirt werden. — Wenn daher, wie bei continuirlichen Brücken geringerer oder mittlerer Spannweite ein grösserer Theil der Stäbe abwechslungsweise auf Zug und Druck in Anspruch genommen wird, so empfiehlt es sich häufig, Träger mit durchaus steifen Stäben, welche in §. 20 behandelt sind, anzuwenden, indem letztere noch den Vortheil liefern, dass die Steifigkeit der gezogenen Stäbe die rückwirkende Festigkeit der gedrückten Stäbe unterstützt. — Anderseits haben Brücken mit besonders geformten gedrückten Stäben den Vortheil, dass letztere, sofern sie ansehnliche Stärke verlangen, aus mehreren Stücken zusammengesetzt und demnach durchweg aus billigen Eisensorten hergestellt werden können.

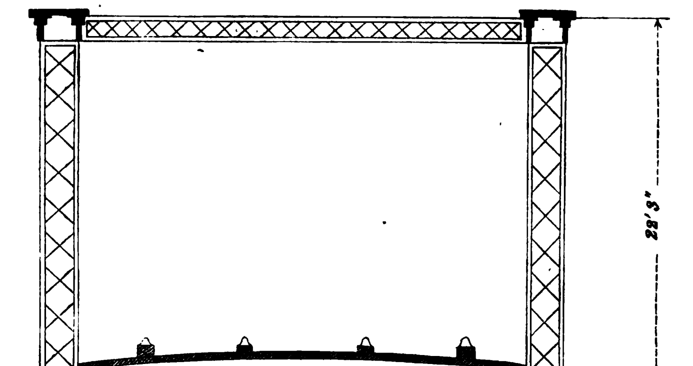
204. Ein ausgezeichnetes Beispiel dieser Klasse von Gitterbrücken bietet die bei Drogheda (an der irischen Ostküste) über den Boyne-Fluss gebaute und schon im Jahre 1855 eröffnete Eisenbahnbrücke; sie zeichnet sich durch zweckmässige Materialverwendung, grosse Leichtigkeit und die eigenthümliche Aus-



steifung der gedrückten Gitterstäbe aus. — Die nachfolgenden Notizen sind einem Aufsatze des Herrn Lohse im Jahrgange 1857 der Berliner Zeitschrift für Bauwesen entnommen, woselbst als Erbauer der Brücke Sir John Macneill und Mr. James Barton genannt sind.

Die Brücke hat für zwei Eisenbahngeleise nur zwei Hauptträger erhalten, wie aus beistehender Figur 248 ersichtlich ist;

Fig. 248.



hiebei zeigt aber jeder Hauptträger eine doppelte Gitterwand und ist die Aussteifung der gedrückten Stäbe dadurch erzielt, dass von letzteren je zwei gegenüberliegende Stäbe mittelst Winkeleisen und leichterem Gitterwerk zu einer steifen Strebe verbunden sind; da (abgesehen von den Endständern auf den Auflagern) gar keine Vertikalständer angebracht sind, so kann die Spannung in den gezogenen Stäben genau nach Gleichung 307) berechnet werden.

Die vorliegende Brücke hat Träger erhalten, welche drei Oeffnungen continuirlich überspannen; die Spannweiten sind:

Mittelöffnung von Mitte zu Mitte der Pfeiler:

267′ englisch = 81,38^m

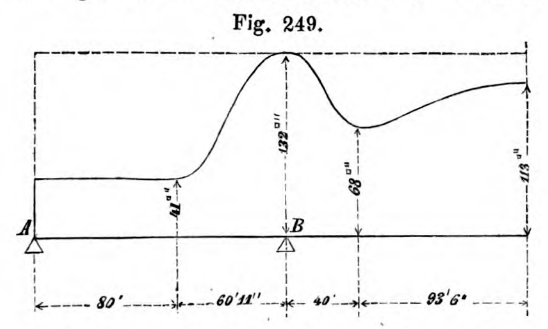
2 Aussen-Oeffnungen je 140′ 11″, zus. 289′ 10″ = 85,90^m

Zusammen 167,28^m

Auf den Pfeilern liegen die Gitter je mittelst eines einzigen Endständers von 0,915^m Breite und gleicher Länge auf. — Bei Anwendung der Theorie der elastischen Linie war unter diesen Umständen keinerlei Zweifel über die in die Rechnung einzuführende Spannweite und wurden die Gurtungsquerschnitte den hie-

nach berechneten Angriffsmomenten entsprechend gewählt, wie solches durch Figur 249 näher erläutert ist. — Die Aenderungen

Fig. 249.



in den Querschnitten konnten ziemlich stetig wechselnd angenommen werden, da die Kopfbleche sehr dünn bis zu 6^{mm} und selbst 5^{mm} Dicke herab gewählt wurden. — Die Angriffsmomente werden, wie wiederholt erklärt, nach den Gleichungen 109) bestimmt, nachdem die Auflagerdrücke für den vorliegenden Fall und die angenommenen Belastungsweisen nach den Gleichungen 124) berechnet worden sind. (Einige der Werthe $\mathfrak{M}$ sind wenigstens annähernd in Tabelle XXIV. für $a : b = \frac{1}{2}$ gegeben.) Die Erbauer der Brücke haben dieselben Belastungsweisen angenommen, welche in N⁰. **78.** besprochen und in Tafel V. graphisch dargestellt sind; es wurde aber auch durch Losschlagen von Nieten und Beobachtung der betreffenden Stossfugen constatirt, dass die Wendepunkte der elastischen Linie (für welche $\mathfrak{M} = o$ ist) auch wirklich an den berechneten Punkten sich befinden; es wird anzunehmen sein, dass bei der Berechnung der elastischen Linie auf die ganze Länge einer Spannweite ein constantes Trägheitsmoment in die Rechnung eingeführt wurde, was trotz des Wechsels im Gurtungsquerschnitt nach obigen, an der ausgeführten Brücke angestellten Versuchen keine irgend erhebliche Aenderung in der Lage der Wendepunkte der elastischen Linie bewirkt hat.

Das Eigengewicht der Mittelöffnung wird zu 1,446 Tons per laufenden Fuss oder 9820^k per Meter, somit zu 2410^k per Meter und Geleise angegeben; hievon betragen:

die Gurtungen	1340 Kilo,	
das Gitterwerk	517 „	
die Auflagerständer	155 „	
obere Querverbindungen . .	42 „	
Windkreuze	68 „	
		2122
		288
	Zusammen	2410^k

Hienach ist das Eisengewicht der Mittelöffnung per Meter und Geleise bei $81{,}4^m$ Spannweite ausgedrückt durch die Relation:

$$p' = 261 + 290 = 2406 \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad I.$$

wobei zu bemerken, dass das niedrige Fahrbahngewicht daher rührt, dass die Langschwellen, welche die Fahrschienen aufnehmen, von Holz hergestellt und daher in obigem Gewicht nicht inbegriffen sind. — Diese Langschwellen nebst eichener Bedielung mögen per laufenden Meter 400 Kilo, die Fahrschienen inclusive Befestigung 80^k per Meter Geleise wiegen, so dass wir als Totalgewicht erhalten:

$$p = 261 + 770 = 2886^k \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad II.$$

Als Verkehrslast k wurde per laufenden Fuss Geleise 1 Tonne oder 3334 Kilo per Meter angenommen; hienach beträgt die Totallast $q = p + k = 6220^k$.

205. Bei Aufstellung der Gleichung 308) ist angenommen, dass die Gitterstäbe nach der Längenrichtung des Gitters sich gegenseitig genugsam aussteifen, indem die Breite der Gitterstäbe meist in einem günstigen Verhältnisse zur Maschenweite steht (Anmerkung zu Gleichung 285) zu vergleichen); die Gleichung 308) setzt desshalb voraus, dass das Trägheitsmoment senkrecht zur Gitterwandfläche berechnet werde; in dieser Beziehung sind die gedrückten Streben der Drogheda-Boyne-Brücke jedenfalls stark genug, da die Höhe derselben senkrecht zur Wand nahezu $^1/_{12}$ der ganzen Strebenlänge beträgt. Dagegen kommt bei der grossen Maschenweite von $2{,}25^m$ die Biegung der Gitterstäbe in der Ebene der Gitterwand wesentlich in Betracht; man hat desshalb besondere Versuche angestellt, wobei ein Gitterträger von der Länge und Höhe der gedrückten Streben direct belastet wurde; in Entfernungen, welche den Gitterstab-Kreuzungen entsprechen, war dieser Stab durch Querstücke gehalten, welche letzteren sich nach der Längenrichtung des Gitterträgers frei bewegen konnten, aber ein Ausweichen nach den fraglichen Seiten nicht zuliessen; dieser Gitterträger befand sich also ziemlich genau unter denselben Bedingungen, wie die gedrückten Streben im Hauptträger selbst; da der Widerstand gegen Ausbiegen wesentlich durch die Höhe der Flantschen, also durch die Breite der Stäbe des Doppelgitters bedingt war, so wurden zu diesem Versuche Stäbe von nur 4 Zoll (102^{mm}) Breite verwendet; als Bruchfestigkeit per □Zoll englisch wurden 11 Tons ermittelt, doch glaubte Mr. Barton bei dem Umstande, dass der Bruch an einer schwächereu Stelle erfolgte, auf eine Festigkeit von 14 Tons per Quadratzoll oder 2200 Kilo per Quadratcentimeter schliessen zu dürfen; es ist diess etwa $^2/_3$ der absolut rückwirkenden Festigkeit und darf geschlossen werden, dass bei den stärkern Streben, deren Flachstäbe bis zu $10^1/_2$ Zoll

oder 266^{mm} Breite haben, ein sehr günstiges Verhältniss $\frac{\mathfrak{B}}{\mathfrak{B}_m}$ sich herausstellt; die schwächeren Stäbe, welche übrigens (zumal in Rücksicht auf die unterhalb angebrachte Fahrbahn) per □Zoll verhältnissmässig weniger in Anspruch genommen sind, geben ziemlich das Grenzverhältniss, welches zwischen Maschenweite und Gitterstabbreite noch zulässig ist; hienach soll also die Distanz der Gitterstabkreuzungen (die längs den Gitterstäben gemessene Maschenweite) höchstens das 18fache der Gitterstabbreite, im Allgemeinen aber bloss das 10 — 12fache betragen. — Diese Regel dürfte auch auf steife Gitterstäbe, wie solche z. B. in Figuren 237 und 238 dargestellt sind, Anwendung finden, und sehen wir auch bei den ausgeführten Brücken die Breite der T- und Ω-Eisen in entsprechendem Verhältnisse zur Maschenweite stehen. Flache Gitterstäbe befinden sich unter etwas abweichenden Verhältnissen, indem dieselben in der Ebene der Gitterwand verhältnissmässig grösseren Widerstand leisten; doch mögen hier andere Umstände wieder nachtheilig wirken, so dass man auch hier die Breite der Stäbe nicht wohl unter $^1/_{12}$ des Abstandes der Kreuzungspunkte annimmt. (Wie mehrfach erwähnt, werden Gitterbrücken mit durchaus flachen Stäben neuerdings selten angewendet.)

206. Ein weiteres Beispiel einer Gitterbrücke mit steifen gedrückten Stäben zeigt der Viadukt über die Saane bei Freiburg, wo neben den flachen Zugbändern gedrückte Stäbe von ⊔-Form angewendet sind; die beiden Rippen der letzteren sind indessen nur je 70^{mm} hoch, so dass die Steifigkeit der sonst üblichen T-Eisen nicht erreicht wird; es sind auch in Entfernungen von 5,58^m, beziehungsweise (gegen die Auflager) 4,18^m, besondere Vertikalabsteifungen hinzugefügt. — Die Brücke, welche im Jahrgang 1863 der Berliner Zeitschrift für Bauwesen beschrieben ist, hat noch die Eigenthümlichkeit, dass die Hauptträger über sieben Oeffnungen continuirlich hinweggehen; die fünf Mittelöffnungen haben je 38,8^m, die beiden Aussenöffnungen je 44,92^m Länge, so dass ein zusammenhängendes Gitter von 353,84^m Länge gebildet ist; die Continuität der Träger wurde nicht nur zum Hinüberschieben derselben, sondern insbesondere auch zur Aufstellung der eisernen Zwischenpfeiler benützt, wobei indess das Gitter durch besondere Spannketten armirt war. Die Anfertigung und Aufstellung des gesammten Eisenwerks geschah durch die Herren Schneider & Cie in Creusot, welche mit dem bekannten Hüttenwerke eine grosse Maschinenfabrik verbunden haben.

207. Da wo sich ausgesteifte Gitterstäbe kreuzen, sind in der Regel einzelne derselben gestossen, wodurch Stossplatten nothwendig werden; die Anbringung der letztern ist aber dadurch wesentlich erleichtert, dass an den betreffenden Stellen die Strebenkräfte verhältnissmässig klein sind.

Wenn beim vorliegenden Systeme die Vertikalständer fehlen (wie diess in der Regel der Fall ist), so dürfen die abwechslungsweise auf Zug und Druck in Anspruch genommenen Gitterstäbe keineswegs als Flacheisen construirt werden, da letztere auch verhältnissmässig kleine Drücke nicht aushalten können, sobald die freie Länge irgend erheblich ist. — Gitterstäbe, welche abwechslungsweise auf Druck und Zug in Anspruch genommen sind, fehlen aber bei keinem Gitterwerk und insbesondere sind es die mittleren Stäbe, welche bei einseitiger Belastung auch Druck auszuhalten haben; sodann aber ist (zumal bei geradlinigen Gurtungen) die in §. 20 erwähnte Modification der Strebenkräfte (in Folge deren bei untenliegender Fahrbahn die Strebendrücke vermindert werden) stets wesentlich geringer als der nach Gleichung 288) berechnete, in den Gitterstäben wirkende Druck; die zeitweise Pressung der mittleren Streben bleibt desshalb eine mathematische Nothwendigkeit.

Wenn daher in einzelnen Fällen von der Aussteifung der mittleren Gitterstäbe Umgang genommen wurde, so sind die möglichen Stellungen der Ueberlast nicht entsprechend berücksichtigt; wenn diese Mängel in der Ausführung weniger zu Tage getreten sind, so kann der Grund nur darin liegen, dass die relative Festigkeit der Gurtungen hier eingetreten ist und dass vermöge derselben andere Stäbe in erhöhtem Maasse zur Wirkung kamen.

Siebenter Abschnitt.

Ergänzungen und Schlussbetrachtungen.

---

§. 23. Ueber Röhrenbrücken.

208. Die Röhrenbrücken verhalten sich bezüglich ihrer Seitenwände wie andere Balkenbrücken und können die Seitenwände aus Fachwerk, Gitterwerk oder vollen Blechtafeln bestehen. Die Eigenthümlichkeit der Röhrenbrücken ist, dass die Gurtungen zweier (meist für ein Geleise bestimmten) Seitenwandungen zu einem Ganzen verbunden die vollständige Breite der Brücke einnehmen. Die Gurtungen bilden unterhalb den Boden, oberhalb die Decke der Röhre.

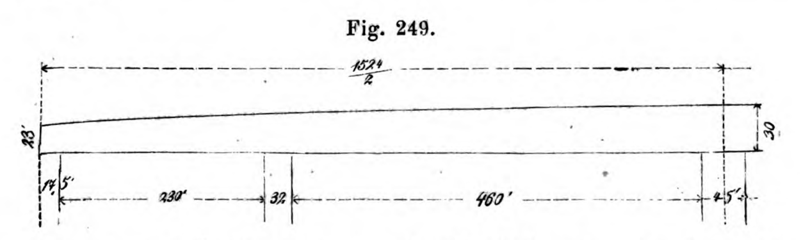
Die Formeln, welche in den vorhergehenden Abschnitten für Berechnung der Gurtungs- und Strebenkräfte gegeben sind, lassen sich direct auf die Röhrenbrücken anwenden, sobald nachgewiesen ist, dass die Gurtungskräfte gleichmässig über den ganzen Querschnitt verbreitet sind, welche Voraussetzung den Gleichungen 166) und 167) zu Grunde liegt. Ganz genau kann diese Bedingung bei den Röhrenbrücken nicht erfüllt werden, weil die Differenzen der Gurtungskräfte von den Strebenkräften aufgenommen werden müssen (wie aus den Gleichungen 18) und 173) hervorgeht), während die Strebenkräfte nur ausserhalb, d. h. zu beiden Seiten der breiten Gurtungsbänder wirken; die Gurtungen müssen also ausser den Längenspannungen auch noch Schubspannungen aufnehmen, veranlasst dadurch, dass die Differenzen der Gurtungskräfte zunächst an den Seitenwänden entstehen und mittelst der Scheerfestigkeit der Gurtungsbänder gegen die Mitte der letztern übertragen werden; diese mittleren Parthien werden daher immer etwas weniger in Anspruch genommen sein, als die den Seitenwänden zunächst gelegenen Gurtungstheile, wobei noch zu bemerken, dass die Gurtungen der

Röhrenbrücken in Folge ihrer grossen Breite stets aus einer Reihe von einzelnen Blechstreifen bestehen.

Um die Ungleichheit der Gurtungsspannungen auf ein unschädliches Minimum zurückzuführen, wird der seitliche Zusammenhang der einzelnen Gurtungsstreifen durch besondere Constructionsglieder unterstützt; es sind diess die Querrippen, welche vermöge ihrer in horizontalem Sinne vorhandenen relativen Festigkeit der gegenseitigen Verschiebung der einzelnen Gurtungsstreifen entgegenarbeiten. — Diese Querrippen dienen unterhalb zugleich als Querträger zur Aufnahme der Fahrbahn, oberhalb wie unterhalb geben sie zugleich rückwirkende Elemente für die Windverspannung, welche letztere durch die Gurtung selbst gebildet wird. — Insofern die Querrippen die Strebenkräfte auf die ganze Gurtungsbreite gleichmässig zu vertheilen haben, sind sie zunächst den Auflagern wesentlich mehr in Anspruch genommen, als gegen die Mitte der Brückenöffnungen; sie sollen also hier stärker, beziehungsweise zahlreicher angebracht werden.

209. Die Brittaniabrücke, welche mittelst Uebersetzung der Menaistrasse die Ueberfahrt zwischen England und Irland abkürzt, ist die erste und in mancher Hinsicht bedeutendste Röhrenbrücke; sie war bis vor Kurzem auch die am weitesten gespannte Balkenbrücke, ist aber in dieser Beziehung nunmehr durch die in Figur 228 dargestellte Brücke über den Leck übertroffen. — Die Brittaniabrücke, welche unter Oberleitung von Robert Stephenson erbaut wurde, hat vier Oeffnungen, wovon die beiden grösseren je 460′ englisch (140^{m}), die beiden kleineren je 230′ (70^{m}) Spannweite haben, wie aus Figur 249 des Näheren ersichtlich.

Fig. 249.

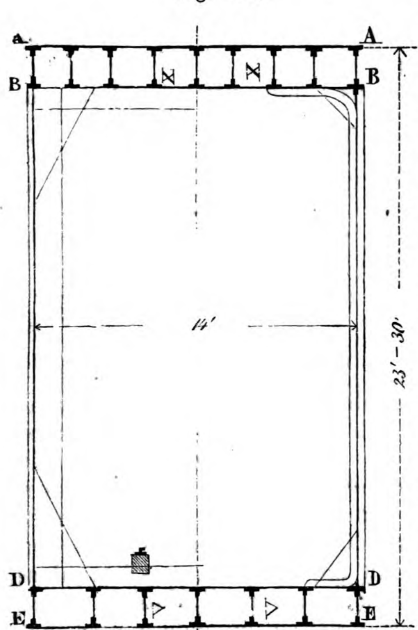


Die grosse Bedeutung, welche die Erbauung der Brittaniabrücke für die Anwendung eiserner Brückenconstructionen gehabt hat, liegt hauptsächlich darin, dass hier zum erstenmale das Schmiedeisen in grossem Maasstabe auch für die gepressten Trägertheile in Anwendung gekommen ist; die grosse Spannweite machte es insbesondere nothwendig, das Verhältniss zwischen Tragkraft und Eigengewicht genau zu untersuchen, was Veranlassung zu den äusserst wichtigen Versuchen von W. Fairbairn und E. Hodgkinson gab, welche Versuche sich insbesondere auch auf

die Festigkeit der Materialien (Schmied- und Gusseisen) bezogen. Eine genaue Beschreibung dieser Brücke und ihrer Baugeschichte verdanken wir dem mit der Ausführung betrauten E. Clark; das reich ausgestattete Werk desselben hat den Titel: „*The Brittania and Conway tubular bridges by Edvin Clark published under the supervision of Robert Stephenson.*"

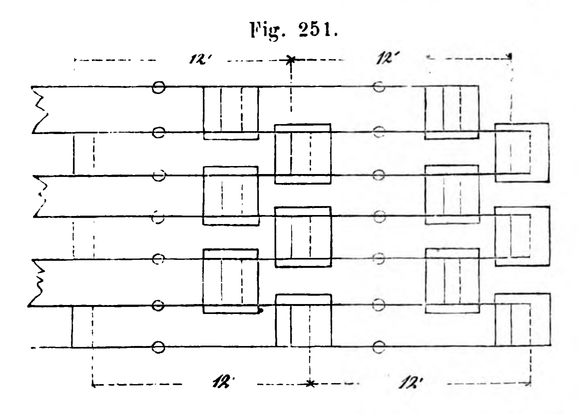
Die Lage der Brücke war gegeben durch den sogenannten Brittaniafelsen, welcher breit genug ist, um einen kräftigen Mittelpfeiler aufnehmen zu können. Das erste Project Stephenson's zeigt zwei Bögen von 350′ Spannweite; die Admiralität verlangte aber ein lichtes Viereck von 460′ Weite und 105′ Höhe, wodurch die Bogenbrücke wegfiel. Man glaubte zu einer Kette greifen zu müssen und beabsichtigte, die Röhre als Aussteifung der Fahrbahn anzuwenden, indem die Aufhängung in anderer Weise als bei den gewöhnlichen Kettenbrücken gedacht war. — Dieses vorläufige Project der Brittaniabrücke betrachtete Stephenson als unbedingt richtig, falls eine noch grössere Weite zu überspannen wäre; man fand aber durch die schon erwähnten Versuche, dass eine Weite von 460′ englisch mit einer schmiedeisernen Röhre, d. h. mit einem geraden Balken ohne Hilfe einer Kette überspannt werden kann und setzte hienach die in Figur 249 ersichtlichen Hauptabmessungen fest, indem die Röhre als ein über sämmtliche Oeffnungen fortlaufendes Ganzes construirt, die Continuität über dem Mittelpfeiler aber nicht vollständig hergestellt wurde; die elastische Linie ist daselbst gebrochen, der Winkel, unter welchem beide Kurventheile zusammentreffen, wurde danach bemessen, dass die grössten Angriffsmomente über dem Auflager und innerhalb der freien Weite den grossen Oeffnungen möglichst gleichwerthig wurden. — Dieser bedeutsamen Anwendung der Theorie der elastischen Linie giengen directe Versuche voraus, welche an 36′ langen, 1″ dicken hölzernen Stäben angestellt und später durch Messungen an der fertigen Röhre bestätigt wurden. (Zu vergleich N⁰. **203**., wo ähnliche Versuche bei der Drogheda-Boyne-Brücke erwähnt sind.)

Fig. 250.



Weitere Untersuchungen constatirten, dass die Röhre bei der Biegung sich wirklich wie ein homogener Balken verhalte. — Ferner wurde empirisch an Metallröhren bestimmt, in welcher Anzahl und Stärke die Aussteifungen der Röhrenwände anzuwenden seien. Nach manchen missglückten Versuchen mit runden und elliptischen Röhren wurde der in Figur 250 dargestellte Querschnitt festgestellt. Die Decke, welche vorzugsweise gedrückt ist, hat mehr Zellen erhalten als der Boden, bei welch letzterem man insbesondere auf consequente und vollständige Anbringung der Stossplatten zu sehen hatte; eine eigenthümliche Anordnung der Stösse der doppelten Blechlagen des Röhrenbodens ist schon früher in Figur 51 dargestellt worden, und ist dieselbe durch beistehende Figur 251 näher erörtert; die in dieser Figur angegebenen kleinen Ringe stellen die Stösse der vertikalen Zellenwände

Fig. 251.



dar, welche zwischen den Stössen der horizontalen Blechlagen vertheilt sind; die in Figur 251 ersichtlichen Stossplatten sind 3′ (0,915^{m}) lang, das Uebergreifen der Blechlagen beträgt je 1 Fuss (0,305^{m}).

Die **Seitenwände** der Röhre bestehen aus Blechen von 2′ (0,61^{m}) Breite und einer Dicke von $^{8}/_{16}$—$^{10}/_{16}$ Zoll (13^{mm} bis 16^{mm}) Dicke. An den Stössen sind ⊥-Eisen als Deckplatten angewandt, wie diess in ähnlicher Weise bei der in Tafel VII. dargestellten Brücke von Langon ersichtlich ist.

Das Eigengewicht der Brittania-Brücke ist sehr bedeutend und beträgt für die grossen Röhren 3,30 tons per laufenden Fuss oder 11270 Kilo per Meter, für die kleinen Oeffnungen 2,6 tons oder 8670^{m} per Meter.

Die Aufstellung der Röhren geschah in der Weise, dass jede Oeffnung für sich zusammengesetzt wurde und zwar geschah diess bei den kleinen Oeffnungen auf einem festen Gerüste an Ort und

Stelle, bei den beiden grossen Oeffnungen aber auf besondern Werkplätzen; die fertigen grossen Röhren wurden sodann zwischen die Pfeiler geflösst und mittelst hydraulischen Pressen gehoben; die Verbindung der einzelnen Röhren geschah unter genauer Beobachtung und Berücksichtigung der Winkel der elastischen Linie, und wurde die Continuität, wie schon erwähnt, über dem Mittelpfeiler nur theilweise hergestellt. Auf diese Weise wurde ein übermässig grosses Angriffsmoment über diesem mittelsten Pfeiler vermieden und hatten die grossen Röhren ihre grösste Anstrengung während des Hebens auszuhalten; bei dem grossen Eigengewicht beträgt nämlich das Angriffsmoment in der Mitte der frei aufliegenden unbelasteten Röhre wesentlich mehr als das grösste Angriffsmoment, welches die belastete Brücke nach Verbindung der 4 Röhren auszuhalten hat.

210. Gleichzeitig mit der Brittaniabrücke wurde die Röhrenbrücke von Conway erbaut (1844—1848), welche eine einzige Oeffnung von 125^{m} Stützweite erhalten hat; dieselbe zeigt auch ziemlich dieselbe Anordnung, welche in Figur 250 für die Brittaniabrücke dargestellt ist. — Das Eisengewicht beträgt per laufenden Meter 9270 Kilo und entfallen hievon 58% auf die Blechplatten, 27% auf Winkel- und T-Eisen, 10% auf Deckplatten, 5% auf Nietenköpfe.

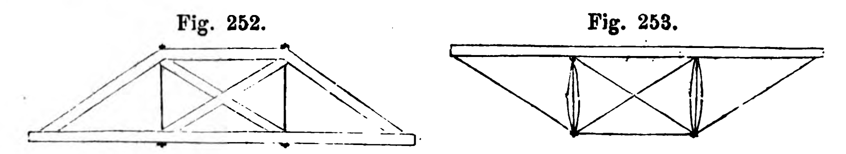
Eine ganz absonderliche Länge zeigt die Victoriabrücke bei Montreal, welche 1852 von Robert Stephenson projectirt und gleichfalls als Röhrenbrücke ausgeführt wurde; dieselbe hat 24 Oeffnungen von je 73,8^{m} und eine Mittelöffnung von 100,6^{m} Lichtweite; letztere grössere Röhre soll per laufenden Meter 6000^{k} wiegen. — Es sind diese Röhren nicht continuirlich, wesshalb auch der nur auf Zug in Anspruch genommene Boden mit Blechplatten ohne Längsrippen hergestellt wurde; bei der Decke ist die Zellenform für die grosse Mittelöffnung beibehalten, für die kleineren Röhren aber durch Rippen von T-Eisen ersetzt.

Eine Röhre mit Gitterwänden zeigt die Nogatbrücke bei Marienburg, welche gleichzeitig mit der Dirschauer Weichselbrücke (s. N⁰. **198.**) erbaut wurde, aber aus fortificatorischen Gründen eine möglichst geringe Höhe erhalten musste. — Boden und Decke dieser Brücke bestehen aus einer einzigen Blechlage, welche durch ⌐-förmige Längsrippen verstärkt und ausgesteift ist.

§. 24. Ueber Hängwerke.

211. Hängwerke und sogenannte armirte Balken können nach den Regeln für Fachwerkbrücken behandelt werden; doch macht es die geringe Anzahl und verhältnissmässige Grösse der Fache nothwendig, dass die einzelnen $\mathfrak{M}$ und $\mathfrak{V}$ nach den Regeln, welche in N⁰. **124**. für den Fall der concentrirten Belastungen aufgestellt sind, und zwar nach den Gleichungen 170) — 173) berechnet werden. — Die in den Figuren 252 und 253 angegebenen Kreuzstreben können bei gleichförmiger Belastung ganz ausser Thätigkeit sein, sie sind aber durchaus nothwendig, sobald

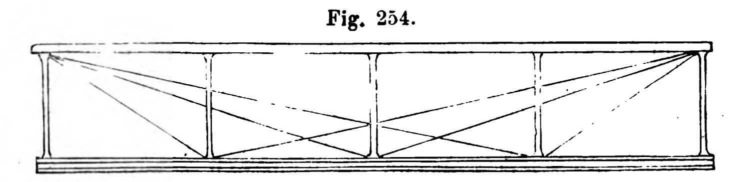
Fig. 252. Fig. 253.



eine einseitige Belastung eintritt. — Die Hängwerke und armirten Balken, deren einfachste Formen in den obenstehenden Figuren skizzirt sind, gehören in die Klasse der einfachen unsymmetrischen Fachwerke, deren Gurtungs- und Strebenkräfte nach den Gleichungen 186)—191) berechnet werden können, sobald die einzelnen $\mathfrak{M}$ und $\mathfrak{V}$ nach den vorgenannten Gleichungen 170)—173) bestimmt worden sind.

212. Armirte Balken, d. h. Hängwerke, welche oberhalb durch ein gerades Längsband (Streckbalken) begrenzt sind, kann

Fig. 254.



man ohne Kreuzstreben construiren, wenn man für jede Hängsäule ein besonderes gezogenes Längsband anwendet, wie solches durch Figur 254 dargestellt ist; alsdann aber geht die wesentlichste Eigenthümlichkeit der Balkenbrücken verloren und wir haben eine Ketten- oder Hängbrücke vor uns; denken wir uns nämlich den obern Streckbaum durch Spann- oder Ankerketten ersetzt, so kommen auch die Hängsäulen in Wegfall und erhalten wir die in Figur 255 skizzirte Anordnung, für welche die Gleichungen 185) bis 191) nicht mehr anwendbar sind; die Berechnung geschieht, indem man die Punkte, an welchen die Fahrbahn aufgehängt ist,

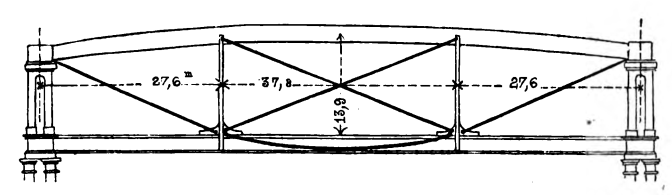
als feste Punkte, d. h. als Auflager betrachtet und die nach §. 8 bestimmten Auflagerdrücke nach den gegebenen Kettenrichtungen zerlegt. — Die Berechnung der Auflagerdrücke complizirt sich bei

Fig. 255.

Anwendung von continuirlichen Fahrbahnträgern durch die in Folge der Belastung eintretende Senkung der Stützpunkte, wofür die Regeln gleichfalls in §. 9 gegeben sind.

213. Ein Beispiel eines Hängwerkes von grösseren Dimensionen bietet die bekannte Brücke über den Wye bei Chepstow, deren Hauptöffnung in Figur 256 skizzirt ist. Diese Brücke ist von J. K. Brunel unmittelbar nach der Brittaniabrücke

Fig. 256.



und zwar ebenfalls ganz aus Schmiedeisen construirt worden. Wie bei der Brücke von Saltash, welche derselbe Brunel einige Jahre später erbaut hat, so besteht auch hier der gedrückte obere Streckbaum aus einer Röhre von (15mm dickem) Kesselblech, wie solches aus der nachstehenden Figur 257 näher ersichtlich ist; die Röhren haben 2,75m Durchmesser und sind in Entfernungen von 8m durch starke Ringe ausgesteift. — Das untere Längsband und die Kreuzstreben sind als Ketten construirt; die Fahrbahn ist getragen durch Blechträger von 2,3m Höhe, deren Blechwände nur 6mm dick sind. Brunel hat über das Gewicht der Brücke folgende Notizen gegeben (s. Clark, Seite 103):

Es wiegt für ein Geleise:

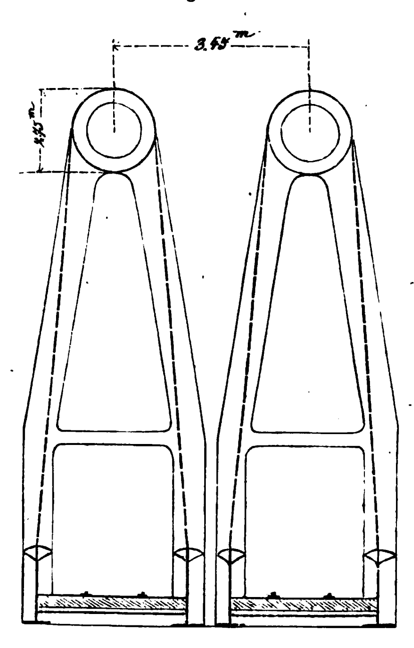
Röhre sammt Stossplatten	127, 5	tons,
Hiezu Bügel über den Pfeilern	7,75	„
Seitenplatten etc. zum Befestigen der Ketten . .	15,00	„
Dessgleichen für die Diagonalketten	2,25	„
Versteifungsringe in Abständen von 8 Meter . . .	4,25	„
Nietenköpfe etc.	4,75	„
Zusammen	161, 5	tons.

Uebertrag	161,5	tons.
Ferner:		
Hauptbalken sammt Bolzen	105,0	„
Diagonalketten	23,0	„
Vertikalständer	18,5	„
Sättel, Rollen an den Aufhängepunkten	22,0	„
Fahrbahn, nämlich Hauptträger und Querträger	130,0	„
Zusammen	460,0	tons.

Das Eisengewicht beträgt somit per Meter und Geleise bei 93^m Spannweite:

$$p' = 38\,l + 1400 = 4934 \text{ Kilo.}$$

Fig. 257.



Das bedeutende Gewicht der Fahrbahn ist durch die grosse Fachweite bedingt; im Uebrigen ist das Gewicht ziemlich entsprechend dem Gewichte der Saltashbrücke, wie solches in N⁰. **167.** angegeben ist.

§. 25. Continuirliche Träger über mehrere Oeffnungen.

214. Brücken mit mehreren Oeffnungen erhalten neuerdings vielfach frei aufliegende Träger, wie dies die bei den Fachwerkbrücken gegebenen Beispiele zeigen. — Anderseits werden von den französischen Ingenieuren continuirliche Brücken immer noch mit Vorliebe angewendet und zwar wird häufig eine grössere Zahl von Oeffnungen durch einen zusammenhängenden Träger überbrückt, wie diess das Beispiel der Saanebrücke bei Freiburg zeigt (N⁰. **205.**). — Die französischen Schriften über Balkenbrücken geben daher stets auch eingehende Berechnungen der elastischen Linie unter weiterer Ausbildung des in N⁰. **21.** und **22.** beschriebenen Verfahrens von Clapeyron.

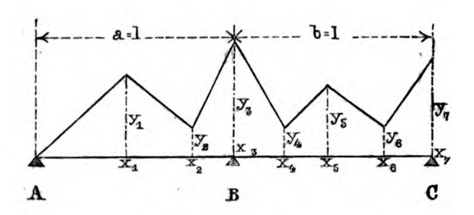
In den „*Annales des Ponts et Chaussées,* Jahrgang 1866“ hat M Renaudot für eine Reihe von Fällen die hauptsächlichsten Werthe der Angriffsmomente $\mathfrak{M}$ und Vertikalkräfte $\mathfrak{V}$ entwickelt, und wollen wir diejenigen Resultate, welche sich auf vier und fünf gleich grosse Oeffnungen beziehen, in den Tabellen LIX. bis LXI. wiedergeben, theils als Beispiel der dortigen Behandlungsweise, theils der practischen Anwendung wegen, welche bei Gitter- oder Blechwandbrücken sich sehr bequem darbietet.

Bei 4 Oeffnungen lassen sich durch geeignete Betrachtungen auch die äussersten Lagen der Punkte $\mathfrak{V} = o$ aus den Resultaten der Tabelle LIX. entnehmen; bei 5 Oeffnungen ist diess nicht mehr thunlich. Wo die nachstehenden Tafeln LIX. bis LXI. nicht ausreichen (insbesondere bei abweichender Weite der Aussenöffnungen) kann man jederzeit das in den Nummern **21.** und **22.** angegebene Verfahren von Clapeyron anwenden, welches entsprechend den in den Nummern **74.**, sodann **81.** und **82.** behandelten Fällen auch bei Senkung der Zwischenstützen sich allgemein benützen lässt.

Tabelle

Continuirliche Träger mit

Fig. 258.

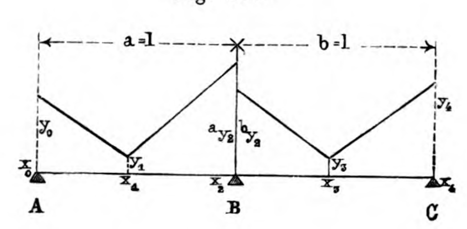


$\frac{k}{p}$	Grösste Angriffsmomente $\mathfrak{M}$.								
	$\frac{x_1}{l}$	$\frac{y_1}{p\,l^2}$	$x_2 = 0{,}7861$ $\frac{y_2}{p\,l^2}$	$x_3 = 1$ $\frac{y_3}{p\,l^2}$	$x_4 = 0{,}2681$ $\frac{y_4}{p\,l^2}$	$\frac{x_5}{l}$	$\frac{y_5}{p\,l^2}$	$x_6 = 0{,}8041$ $\frac{y_6}{p\,l^2}$	$x_7 = 1$ $\frac{y_7}{p\,l^2}$
0,00	0,393	0,0772	0,0000	0,1071	0,0000	0.563	0,0364	0,0000	0,0714
1,00	0,420	0,1761	0,0421	0,2277	0,0491	0.527	0,1168	0,0402	0,1786
1,25	0,423	0,2009	0,0526	0,2578	0,0614	0,526	0,1369	0,0502	0,2054
1,50	0,425	0,2258	0,0631	0,2879	0,0737	0,526	0,1570	0,0603	0,2321
1.75	0,427	0,2506	0,0737	0,3181	0,0859	0,524	0,1772	0,0703	0,2580
2,00	0,429	0,2755	0,0842	0,3482	0,0982	0,524	0,1973	0,0804	0,2875
2,50	0,431	0,3253	0,1052	0,4085	0,1228	0,523	0,2375	0,1004	0,3393
3,00	0,433	0,2750	0,1263	0,4688	0,1473	0,522	0,2778	0,1205	0,3929
4,00	0,436	0,4746	0,1684	0,5893	0,1964	0,521	0,3583	0,1607	0,5000
5,00	0,438	0,5722	0,2105	0,7098	0,2455	0,521	0,4388	0,2009	0,6071

LIX.

4 gleich grossen Spannweiten.

Fig. 259.



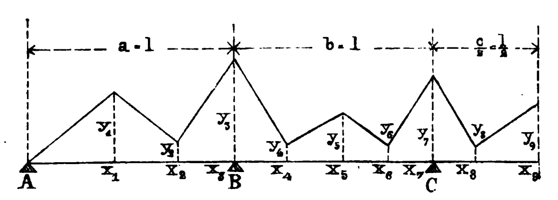
Grösste Vertikalkräfte 𝔅 und Auflagerreactionen A, B, C.

$x_0 = 0{,}000$	$x_1 = 0{,}393\,l$	$x_2 = l$	$x_2 = 0{,}000$	$x_3 = 0{,}536\,l$	$x_4 = l$	$\frac{B}{p\,l}$	$\frac{C}{p\,l}$
$\frac{y_0}{p\,l} = \frac{A}{p\,l}$	$\frac{y_1}{p\,l}$	$\frac{^a y_2}{p\,l}$	$\frac{^b y_2}{p\,l}$	$\frac{y_3}{p\,l}$	$\frac{y_4}{p\,l}$		
0,3929	**0,0000**	**0,6071**	**0,5357**	**0,0000**	**0,4643**	**1,1429**	**0,9286**
0,8393	0,0536	1,2277	1,1384	0,0670	1,0357	2,3661	2,0741
0,9509	0,0670	1,3828	1,2891	0,0837	1,1786	2,6716	2,3571
1,0625	0,0804	1,5379	1,4397	0,1004	1,3214	2,9777	2,6429
1,1741	0,0937	1,6931	1,5904	0,1172	1,4643	3,2835	2,9286
1,2857	0,1071	1,8482	1,7411	0,1339	1,6071	3,5893	3,2143
1,5089	0,1339	2,1586	2,0424	0,1647	1,8929	4,2009	3,7857
1,7321	0,1607	2,4688	2,3438	0,2009	2,1786	4,8125	4,3571
2,1786	0,2143	3,0893	2,9464	0,2679	2,7500	6,0357	5,5000
2,6250	0,2679	3,7098	3,5491	0,3349	3,3214	7,2589	6,6429

Tabellen

Continuirliche Träger mit

Fig. 260.



LX. Grösste Angriffsmomente

$\frac{k}{p}$	$\frac{x_1}{l}$	$\frac{y_1}{p\,l^2}$	$x_2 = 0.7891$ $\frac{y_2}{p\,l^2}$	$x_3 = l$ $\frac{y_3}{p\,l^2}$	$x_4 = 0{,}268\,l$ $\frac{y_4}{p\,l^2}$
0,00	0,395	0,0779	0,0000	0,1053	0,0000
1,00	0,421	0,1773	0,0416	0,2249	0,0491
1,25	0,424	0,2022	0,0519	0,2548	0,0614
1,50	0,426	0,2272	0,0623	0,2847	0,0737
1,75	0.428	0,2522	0,0727	0,3146	0,0859
2,00	0,430	0,2771	0,0831	0,3445	0,0982
2,50	0,432	0,3271	0,1039	0.4043	0,1228
3,00	0,434	0,3771	0,1247	0,4641	0,1473
4,00	0,437	0,4771	0,1662	0,5837	0,1964
5,00	0,439	0,5771	0,2078	0,7033	0,2455

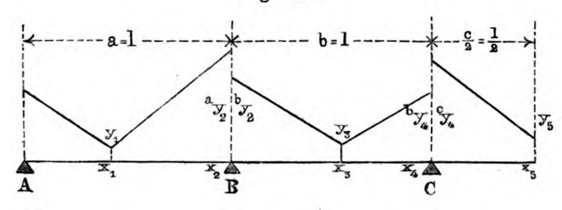
LXI. Grösste Angriffsmomente

$\frac{k}{p}$	$x_0 = 0{,}000$ $\frac{y_0}{pl} = \frac{A}{pl}$	$x_1 = 0{,}395\,l$ $\frac{y_1}{pl}$	$x_2 = l$ $\frac{{}^a y_2}{pl}$	$x_2 = 0{,}000$ $\frac{{}^b y_2}{pl}$	$x_3 = 0{,}526\,l$ $\frac{y_3}{pl}$
0,00	0,3947	0,0000	0,6053	0,5263	0,0000
1,00	0,8421	0,0526	1,2240	1,1244	0,0718
1,25	0,9539	0,0658	1,3798	1,2739	0,0897
1,50	1,0658	0,0789	1,5347	1,4234	0,1077
1,75	1,1776	0,0921	1,6896	1,5730	0,1256
2,00	1,2895	0,1053	1,8445	1,7225	0,1435
2,50	1,5132	0,1316	2,1543	2,0215	0,1794
3,00	1,7368	0,1579	2,4641	2,3206	0,2153
4,00	2,1842	0,2105	3,0837	2,9187	0,2871
5,00	2,6316	0,2632	3,7033	3,5167	0,3589

LX. und LXI.

5 gleich grossen Spannweiten.

Fig. 261.



𝔐. Figur 260.

$\frac{x_6}{l}$	$\frac{y_5}{p\,l^2}$	$x_6 = 0{,}784\,l$ $\frac{y_6}{p\,l^2}$	$x_7 = l$ $\frac{y_7}{p\,l^2}$	$x_8 = 0{,}197\,l$ $\frac{y_8}{p\,l^2}$	$x_9 = \frac{l}{2}$ $\frac{y_9}{p\,l^2}$
0,526	0,0333	0,00 0	0,0789	0,0000	0,0461
0,520	0,1122	0,0423	0,1902	0,0397	0,1316
0,519	0,1320	0,0529	0,2180	0,0496	0,1530
0,518	0,1517	0,0635	0,2458	0,0595	0,1743
0,518	0,1715	0,0740	0,2736	0,0694	0,1957
0,518	0,1913	0,0846	0,3014	0,0793	0,2171
0,517	0,2308	0,1058	0,3571	0,0992	0,2599
0,516	0,2703	0,1269	0,4127	0,1190	0,3026
0,516	0,3756	0,1693	0,5239	0,1587	0,3882
0,515	0,4810	0,2119	0,6253	0,1983	0,4737

𝔙 und Auflagerreactionen A, B, C. Fig. 261.

$x_4 = l$ $\frac{{}^by_4}{p\,l}$	$x_4 = o$ $\frac{{}^cy_4}{p\,l}$	$x_5 = \frac{l}{2}$ $\frac{y_5}{p\,l}$	$\frac{B}{p\,l}$	$\frac{C}{p\,l}$
0,4737	0,5000	0,0000	0,1316	0,9737
1,0502	1,0909	0,0909	2,3493	2,1411
1,1944	1,2386	0,1136	2,6537	2,4330
1,3385	1,3864	0,1364	2,9581	2,7249
1,4827	1,5341	0,1591	3,2626	3,0167
1,6268	1,6818	0,1818	3,5670	3,3086
1,9151	1,9773	0,2273	4,1758	3,8923
2,2033	2,2727	0,2727	4,7847	4,4761
2,7799	2,8636	0,3636	6,0024	5,6435
3,3565	3,4545	0,4545	7,2201	6,8110

§. 26. Schlussbetrachtungen.

215. Die Beispiele von ausgeführten Brücken, welche in den vorhergehenden Abschnitten bei den einzelnen Typen der Balkenbrücken eingeschaltet sind, geben die Anwendung der im 2. und 3. Abschnitte aufgeführten allgemeinen Regeln zugleich mit der Behandlung der jeweiligen Constructionsgattung.

Continuirliche Träger sind behandelt in den Beispielen der Brücke von Langon N°. **114.**, Eipelbrücke N°. **191.**, Weichselbrücke bei Dirschau N°. **192.**, Boynebrücke von Drogheda N°. **203.** und Brittaniabrücke N°. **208.**

Diese Beispiele zeigen sämmtlich Blechwand- oder Gitterbrücken, während die Fachwerkbrücken meist frei aufliegend construirt sind; es ist jedoch kein Hinderniss, letztere ebenfalls continuirlich herzustellen.

Freiaufliegende, geradlinig horizontal begrenzte Träger bieten die einfachste Form der Balkenbrücken dar; ausser der in N°. **109.**—**113.** behandelten Blechbalkenbrücke sind insbesondere im fünften Abschnitte in §. 16 eine Reihe von geraden Fachwerken beschrieben und durch die lithographirten Tafeln IX. bis XII. näher erläutert.

Freiaufliegende Träger mit gekrümmten Gurtungen werden sehr häufig als einfache unsymmetrische Systeme behandelt, ob sie nun parabolisch sind (§. 17) oder eine hievon abweichende Form zeigen (§. 18). Zwei vollständig berechnete Beispiele: die Mainbrücke bei Kitzingen N°. **172.** und **173.**, und die Colomakbrücke, N°. **179.** und **180.** zeigen die Anwendung der für beliebige Gurtungsform passenden Regeln; die Anmerkung am Schlusse von N°. **180.** zeigt den Unterschied zwischen diesen beiden Beispielen und kann je nach dem vorliegenden Falle das eine oder andere Verfahren angewendet werden.

Doppelte unsymmetrische Fachwerke zeigen die Donaubrücke bei Ingolstadt, N°. **159.** und **160.**, sowie die Elbbrücke bei Tangermünde, N°. **182.** und **183.** Die hier angewendeten Rechnungsmethoden lassen sich in ganz gleicher Weise auch auf dreifache Systeme anwenden.

Querträger von Eisenbahnbrücken sind berechnet in Nummern **110.**, **153.**, **157.** und **181.**, und zwar zeigt letzteres Beispiel einen Fachwerkträger, die Beispiele in N°. **110.** und **157.** Blechbalkenträger, während der in N°. **153.** beschriebene Querträger bezüglich der Gurtung als Fachwerkträger, bezüglich der Wandverstrebung als eine Combination von Blechwand und Fachwerk zu betrachten ist.

Schwellenträger werden meist als homogene I-förmige Träger angeordnet, für deren Berechnung Tabelle XXIX. mit Vortheil angewendet werden kann, nachdem die einzelnen Angriffsmomente $\mathfrak{M}$ (welchen die ΣXy numerisch gleich sind) entweder aus den Tabellen XXX. oder nach Maassgabe der Figuren 123, 181 oder 217 bestimmt worden sind.

216. Ueber die in die statische Berechnung einzuführenden Eigengewichte der Eisenbahnbrücken sind in Tab. XVII[a]. Angaben gegeben, welche einer grössten Gurtungsspannung von 700 Kilo per Quadratcentimeter entsprechen. Die im Vorstehenden gegebenen Beispiele von ausgeführten Brücken sollen nun hiemit verglichen werden und zwar sind solche Constructionen ausgewählt worden, bei welchen die einzelnen Querschnittdimensionen entsprechend den in Aussicht genommenen Krafteinwirkungen angeordnet sind. Es findet jedoch auch bei diesen rationell construirten Brücken insofern noch eine Verschiedenheit statt, als bei der Berechnung theils abweichende Verkehrslasten, theils verschiedene Maximalspannungen angewendet wurden. In Tabelle LXII. sind daher neben den wirklich vorhandenen — per Meter und Geleise angegebenen — Eisengewichten p' auch stets die zugehörigen variablen (Verkehrs-) Belastungen, sowie die angenommenen Gurtungsspannungen verzeichnet.

Bei den betrachteten Brückenconstructionen war überall das Bestreben, das Material in allen Theilen der Hauptträger mit gleicher Maximalspannung (Pressung) anzustrengen, welche Spannung in der Tabelle als grösste Gurtungsspannung angegeben ist; selbstverständlich ist mit Rücksicht auf thunliche Einfachheit der Construction eine geringere Anstrengung einzelner Theile unvermeidlich, übrigens bei einzelnen der Beispiele mehr als bei andern vorhanden. Die Fahrbahn — Querträger und Schwellenträger in sich begreifend — wird meist auf eine niedrigere Maximalbelastung berechnet, weil diese Brückentheile von den Stössen der Eisenbahnfahrzeuge mehr in Anspruch genommen sind; diese verhältnissmässig geringere Anstrengung der Fahrbahntheile findet bei den meisten in Frage kommenden Brücken in ziemlich ähnlicher Weise statt.

Es ist nach diesen Erläuterungen anzunehmen, dass eine Brücke direct in demselben Maasse schwerer wird, je niedriger die grösste Gurtungsspannung $\mathfrak{A}$ bemessen ist; anderseits wird eine Brücke schwerer, je grösser das Eigengewicht und die Verkehrslast bei der statischen Berechnung angenommen werden.

Um daher die Gewichte der betrachteten Brücken richtig vergleichen zu können, muss in erster Linie das Eisengewicht auf dieselbe grösste Spannung reduzirt werden, für welche wir $\mathfrak{A} = 700$ angenommen und hienach die modifizirten Gewichte p_0' berechnet haben.

Tabelle

	Bezeichnung der Brücken.	Spannweite.	Variable Belastung — k — per lauf. Meter.	Hiebei grösste Spannung in den Gurtungen.	Eigengewicht per Meter und Geleise.
1.	Blechbalkenbrücke von 15m Spannweite nach §. 12. Eingeleisig, frei aufliegend.	15,0m	4750	650	33,3 l + 330 = 850
2.	Brenzbrücke bei Königsbronn. Eingeleisig, frei aufliegend, Fachwerk.	19,25m	4660	530	42,7 l + 308 = 1130
3.	Blau-Canalbrücke bei Ehrenstein. Eingeleisig, frei aufliegend, Gitterträger.	19,40m	4660	660	36,0 l + 500 = 1200
4.	Project der kleineren Oeffnungen der Elbbrücke bei Meissen. Eingeleisig, frei aufliegend, parabolisches Fachwerk.	21,6m	5440	700	27,0 l + 325 = 900
5.	Brahebrücke bei Czersk. Eingeleisig, frei aufliegend, parabolisches Fachwerk.	25,4m	4470	684	26,3 l + 338 = 1078
6.	Brücke über den Colomak. Eingeleisig, frei aufliegend, Fachwerk.	33,8m	4564	670	34,3 l + 460 = 1620
7.	Mainbrücke bei Kitzingen. Eingeleisig, frei aufliegend, System Pauli.	37,0m	3800	734	23,5 l + 314 = 1180
8.	Isarbrücke bei München Eingeleisig, frei aufliegend, Fachwerk.	50,2m	5440	600	37,3 l + 668 = 2634
9.	Donaubrücke bei Ingolstadt. Eingeleisig, frei aufliegend, Fachwerk.	54,24m	4840	600	41,0 l + 685 = 2908

LXII.

$p' + k$	$p_0' =$ p' reduzirt auf $\mathfrak{A} = 700$.	k_a nach Tab. XVII[a].	$q_a = p'_0 + k_a$	p'_a = Eigengewicht p_0' reduzirt im Verhältnisse $q_a : (p' + k)$	$k_a + p'_a$
5600	31,0 l + 306 = 770	4750	5520	30,5 l + 300 = 757	5507
5790	32,3 l + 233 = 855	4660	5515	31,0 l + 218 = 815	5475
5860	34,0 l + 470 = 1130	4660	5790	33,4 l + 464 = 1112	5772
6340	27,0 l + 325 = 900	4600	5500	23,6 l + 284 = 794	5394
5548	25,7 l + 330 = 982	4550	5532	25,7 l + 330 = 982	5532
6184	32,8 l + 440 = 1550	4440	5990	31,7 l + 428 = 1500	5940
4980	24,8 l + 330 = 1240	4420	5660	27,8 l + 376 = 1405	5825
8074	32,4 l + 630 = 2260	4230	6490	25,9 l + 504 = 1805	6035
7064	35,1 l + 587 = 2490	4200	6104	30,0 l + 500 = 2137	6337

Tabelle

	Bezeichnung der Brücken.	Spannweite.	Variable Belastung — k — per lauf. Meter.	Hiebei grösste Spannung in den Gurtungen.	Eigengewicht per Meter und Geleise.
10.	Elbbrücke bei Meissen. Eingeleisig, frei aufliegend, Fachwerk.	54,6m	4142	731	29,7 l + 346 = 1970
11.	Elbbrücke bei Tangermünde. Zweigeleisig, frei aufliegend, System Schwedler.	65,9m	3725	731	20,9 l + 440 = 1817
12.	Brücke bei Langon. Zweigeleisig, continuirlich, Blechwandbrücke.	68,0m *)	4000	700	27,0 l + 445 = 2274
13.	Boynebrücke bei Drogheda. Zweigeleisig, continuirlich, Gitterträger.	81,4m **)	3333	700	26,0 l + 290 = 2407
14.	Rheinbrücke bei Cöln. Zweigeleisig, continuirlich, Gitterträger.	98,22	2550	731	27,9 l + 420 = 3336
15.	Rheinbrücke bei Mainz. Eingeleisig, frei aufliegend, System Pauli.	105,2	2930	820	24,33 l + 676 = 3230
16.	Royal-Albertbrücke bei Saltash Eingeleisig, frei aufliegend, parabolisches Fachwerk.	138,68	3334	700	39,3 l + 1125 = 6575

*) Mittlere Weite der 3 Oeffnungen, deren Durchschnittsgewicht angegeben ist.

**) Mittlere Oeffnung, auf welche allein die Gewichtsangabe sich bezieht.

LXII. (Schluss.)

$p' + k$	$p_0' =$ p' reduzirt auf $\mathfrak{A} = 700$.	k_a nach Tab. XVII^a.	$q_a = p'_0 + k_a$.	$p_a' =$ Eigengewicht p_0' reduzirt im Verhältnisse $q_a : (p' + k)$	$k_a + p'_a$
6100	31,0 l + 360 = 2054	4200	6254	31,8 l + 370 = 2116	6316
5542	21,8 l + 460 = 1896	4000	5896	23,2 l + 490 = 2020	5916
6274	27,0 l + 445 = 2274	7000	6274	27,0 l + 445 = 2274	6274
5740	26,0 l + 290 = 2407	3850	6257	28,3 l + 316 = 2620	6470
5886	29,1 l + 438 = 3483	3700	7183	35,5 l + 534 = 4020	7720
6160	28,5 l + 792 = 3780	3650	7430	34,2 l + 952 = 4550	8200
9909	39,3 l + 1125 = 6575	3334	9909	39,3 l + 1125 = 6575	9909

In zweiter Linie ist eine und dieselbe Verkehrsbelastung zu Grunde zu legen, wesshalb wir für jede Spannweite die in Tabelle XVII^a. angegebene variable Last k bei jeder Brücke beigesetzt und mit k_a bezeichnet haben.

Die Summe der je nach denselben Grundsätzen berechneten Gewichte p_0', beziehungsweise k_a, ist nun in Vergleichung zu bringen mit den in den vorderen Columnen angegebenen, bei der Projectirung der Brücken zu Grunde gelegten Werthe p',

beziehungsweise k, und ist anzunehmen, dass eine nach Tabelle XVII^a. und für eine Spannung $\mathfrak{A} = 700$ berechnete Brücke gleicher Construction und Spannweite im Verhältnisse $(p_0' + k_a) : (p' + k)$ schwerer ausfallen müsste, als die unter andern (aus der Tabelle ersichtlichen) Bedingungen projectirten Bauwerke in Wirklichkeit zeigen.

Die nach dem Verhältnisse $(p_0' + k_a) : (p' + k)$ modifizirten ideellen Eisengewichte sind in der Tabelle LXII. unter der Bezeichnung p'_a gegeben und ist schliesslich in der letzten Columne die Summe der Werthe p'_a und k_a gezogen, welche Totalbelastungen q_a einer gleichartigen Behandlung sämmtlicher Projecte entsprechen.

Diese letzte Columne der Werthe q_a zeigt die eigenthümliche Erscheinung, dass die einzelnen Werthe, soweit die Spannweiten zwischen 30^m und 80^m sich bewegen, nahezu constant sind, so verschiedenartig die angewandten Constructionen sind; es ist diess in Uebereinstimmung damit, dass die in der vorletzten Columne verzeichneten Werthe p_a' ziemlich stetig mit der Grösse der Spannweiten wachsen, während die nach Tabelle XVII^a. berechneten Werthe k_a entsprechend abnehmen.

Dass die Eigengewichte p' bei Spannweiten über 80^m wesentlich rascher zunehmen, als die Verkehrslast k abnimmt, ist schon oben in N^0. **198**. erläutert.

Als eine weitere Thatsache zeigt sich, dass die zweigeleisigen Brücken verhältnissmässig leichter sind, als die eingeleisigen; es ist diess auch theilweise die Ursache, warum die Kölner Rheinbrücke sich nach unserer Vergleichung fast ebenso leicht darstellt, als die Mainzer Rheinbrücke, welche besonders sorgfältig construirt ist; — allerdings konnte bei unserer Vergleichung eine immerhin vorhandene stärkere Anstrengung einzelner Constructionsglieder, welche bei einzelnen Brücken in höherem Maassstabe als bei anderen vorhanden ist, nicht in Betracht gezogen werden, so dass der Werth der einzelnen Constructionssysteme nicht unbedingt nach vorstehend aufgeführten Gewichten beurtheilt werden darf; wir werden aus der vorstehenden Tabelle vielmehr schliessen dürfen, dass sämmtliche Systeme, sofern sie rationell angewendet werden, für dieselbe Spannweite ziemlich übereinstimmende Eisengewichte ergeben, unterschieden hauptsächlich durch den Grad der Sorgfalt, welcher bei der Projectirung angewendet wurde.

Anhang.

Tabelle der trigonometrischen Functionen.

Aus den Bauzeichnungen lässt sich jederzeit tangens oder cotangens der betreffenden Winkel bestimmen; die Tabelle dient alsdann zur Bestimmung der übrigen trigonometrischen Functionen.

Grad.	Min.	sin.	cosin.	tang.	cotang.		
0	0	0,00000	1,00000	0,00000	∞	0	90
	10	0,00291	0,99999	0,00291	343,77371	50	
	20	0,00582	0,99998	0,00582	171,88540	40	
	30	0,00873	0,99996	0,00873	114,58865	30	
	40	0,01164	0,99993	0,01164	85,93979	20	
	50	0,01554	0,99989	0,01455	68,75009	10	
1	0	0,01745	0,99985	0,01746	57,28996	0	89
	10	0,02036	0,99979	0,02036	49,10388	50	
	20	0,02327	0,99973	0,02328	42,96408	40	
	30	0,02618	0,99966	0,02619	38,18846	30	
	40	0,02908	0,99958	0,02910	34,36777	20	
	50	0,03199	0,99949	0,03201	31,24158	10	
2	0	0,03490	0,99939	0,03492	28,63625	0	88
	10	0,03781	0,99929	0,03783	26,43160	50	
	20	0,04071	0,99917	0,04075	24,54176	40	
	30	0,04362	0,99905	0,04366	22,90377	30	
	40	0,04653	0,99892	0,04658	21,47040	20	
	50	0,04943	0,99878	0,04949	20,20555	10	
3	0	0,05234	0,99863	0,05241	19,08114	0	87
	10	0,05524	0,99847	0,05533	18,07498	50	
	20	0,05814	0,99831	0,05824	17,16934	40	
	30	0,06105	0,99813	0,06116	16,34985	30	
	49	0,06395	0,99795	0,06408	15,60478	20	
	50	0,06685	0,99776	0,06700	14,92442	10	
		cosin.	sin.	cotang.	tang.	Min.	Grad.

Grad.	Min.	sin.	cosin.	tang.	cotang.		
4	0	0,06976	0,99756	0,06993	14,30067	0	86
	10	0,07266	0,99736	0,07285	13,72674	50	
	20	0,07556	0,99714	0,07578	13,19688	40	
	30	0,07846	0,99692	0,07870	12,70620	30	
	40	0,08136	0,99668	0,08163	12,25051	20	
	50	0,08426	0,99644	0,08456	11,82617	10	
5	0	0,08716	0,99619	0,08749	11,43005	0	85
	10	0,09005	0,99594	0,09042	11,05943	50	
	20	0,09295	0,99567	0,09335	10,71191	40	
	30	0,09585	0,99540	0,09629	10,38540	30	
	40	0,09874	0,99511	0,09923	10,07803	20	
	50	0,10164	0,99482	0,10216	9,78817	10	
6	0	0,10453	0,99452	0,10510	9,51436	0	84
	10	0,10742	0,99421	0,10805	9,25530	50	
	20	0,11031	0,99390	0,11099	9,00983	40	
	30	0,11320	0,99357	0,11393	8,77681	30	
	40	0,11609	0,99324	0,11688	8,55555	20	
	50	0,11898	0,99290	0,11983	8,34496	10	
7	0	0,12187	0,99255	0,12278	8,14435	0	83
	10	0,12476	0,99219	0,12574	7,95302	50	
	20	0,12764	0,99182	0,12869	7,77035	40	
	30	0,13053	0,99144	0,13165	7,59575	30	
	40	0,13341	0,99106	0,13461	7,42871	20	
	50	0,13629	0,99067	0,13758	7,26873	10	
8	0	0,13916	0,99027	0,14054	7,11537	0	82
	10	0,14205	0,98986	0,14351	6,96823	50	
	20	0,14493	0,98944	0,14648	6,82694	40	
	30	0,14781	0,98902	0,14945	6,69116	30	
	40	0,15069	0,98858	0,15243	6,56055	20	
	50	0,15356	0,98814	0,15540	6,43484	10	
9	0	0,15643	0,98769	0,15838	6,31375	0	81
	10	0,15931	0,98723	0,16137	6,19703	50	
	20	0,16218	0,98676	0,16434	6,08444	40	
	30	0,16505	0,98629	0,16734	5,97576	30	
	40	0,16792	0,98580	0,17033	5,87080	20	
	50	0,17078	0,98531	0,17333	5,76128	10	
10	0	0,17365	0,98481	0,17633	5,67128	0	80
	10	0,17651	0,98430	0,17933	5,57638	50	
	20	0,17937	0,98378	0,18233	5,48451	40	
	30	0,18224	0,98325	0,18534	5,39552	30	
	40	0,18509	0,98272	0,18835	5,30928	20	
	50	0,18795	0,98218	0,19136	5,22566	10	
		cosin.	sin.	cotang.	tang.	Min.	Grad.

Grad.	Min.	sin.	cosin.	tang.	cotang.		
11	0	0,19081	0,98163	0,19438	5,14455	0	79
	10	0,19366	0,98107	0,19740	5,06534	50	
	20	0,19652	0,98050	0,20042	4,98950	40	
	30	0,19937	0,97992	0,20345	4,91516	30	
	40	0,20222	0,97934	0,20648	4,84300	20	
	50	0,20507	0,97875	0,20952	4,77286	10	
12	0	0,20791	0,97815	0,21256	4,70464	0	78
	10	0,21076	0,97754	0,21560	4,63825	50	
	20	0,21360	0,97692	0,21864	4,57363	40	
	30	0,21644	0,97630	0,22169	4,51071	30	
	40	0,21928	0,97566	0,22475	4,44942	20	
	50	0,22212	0,97502	0,22781	4,38969	10	
13	0	0,22495	0,97437	0,23087	4,33148	0	77
	10	0,22778	0,97371	0,23393	4,27471	50	
	20	0,23062	0,97304	0,23700	4,21933	40	
	30	0,23345	0,97237	0,24008	4,16530	30	
	40	0,23627	0,97169	0,24316	4,11256	20	
	50	0,23910	0,97100	0,24624	4,06107	10	
14	0	0,24192	0,97030	0,24933	4,01078	0	76
	10	0,24474	0,96959	0,25242	3,96165	50	
	20	0,24756	0,96887	0,25552	3,91364	40	
	30	0,25038	0,96815	0,25862	3,86671	30	
	40	0,25320	0,96742	0,26172	3,82083	20	
	50	0,25601	0,96667	0,26483	3,77595	10	
15	0	0,25882	0,96593	0,26795	3,73205	0	75
	10	0,26163	0,96517	0.27107	3,68909	50	
	20	0,26443	0,96440	0,27419	3,64705	40	
	30	0,26724	0,96363	0,27732	3,60588	30	
	40	0,27004	0,96285	0,28046	3,56557	20	
	50	0,27284	0,96206	0,28360	3,52609	10	
16	0	0,27564	0,96126	0,28675	3,48741	0	74
	10	0,27843	0,96046	0,28990	3,44951	50	
	20	0,28123	0,95964	0,29305	3,41236	40	
	30	0,28402	0,95882	0,29621	3,37594	30	
	40	0,28680	0,95799	0,29938	3,34023	20	
	50	0,28959	0,95715	0,30255	3,30521	10	
17	0	0,29237	0,95630	0,30573	3,27085	0	73
	10	0,29515	0,95545	0,30891	3,23714	50	
	20	0,29793	0,95459	0,31210	3,20406	40	
	30	0,30071	0,95372	0,31530	3,17159	30	
	40	0,30348	0,95284	0,31850	3,13972	20	
	50	0,30625	0,95195	0,32171	3,10842	10	
		cosin.	sin.	cotang.	tang.	Min.	Grad.

Grad.	Min.	sin.	cosin.	tang.	cotang.		
18	0	0,30902	0,95106	0,32492	3,07768	0	72
	10	0,31178	0,95015	0,32814	3,04749	50	
	20	0,31454	0,94924	0,33136	3,01783	40	
	30	0,31730	0,94833	0,33460	2,98868	30	
	40	0,32006	0,94740	0,33783	2,96004	20	
	50	0,32282	0,94646	0,34108	2,93189	10	
19	0	0,32557	0,94552	0,34433	2,90421	0	71
	10	0,32832	0,94457	0,34758	2,87700	50	
	20	0,33106	0,94361	0,35085	2,85023	40	
	30	0,33381	0,94264	0,35412	2,82391	30	
	40	0,33655	0,94167	0,35740	2,79802	20	
	50	0,33929	0,94068	0,36068	2,77254	10	
20	0	0,34202	0,93969	0,36397	2,74748	0	70
	10	0,34475	0,93869	0,36727	2,72281	50	
	20	0,34748	0,93769	0,37057	2,69853	40	
	30	0,35021	0,93667	0,37388	2,67462	30	
	40	0,35293	0,93565	0,37720	2,65109	20	
	50	0,35565	0,93462	0,38053	2,62791	10	
21	0	0,35837	0,93358	0,38386	2,60509	0	69
	10	0,36108	0,93253	0,38721	2,58161	50	
	20	0,36379	0,93148	0,39055	2,56046	40	
	30	0,36650	0,93042	0,39391	2,53865	30	
	40	0,36921	0,92935	0,39727	2,51715	20	
	50	0,37191	0,92827	0,40065	2,49597	10	
22	0	0,37461	0,92718	0,40403	2,47509	0	68
	10	0,37730	0,92609	0,40741	2,45451	50	
	20	0,37999	0,92499	0,41081	2,43422	40	
	30	0,38268	0,92388	0,41421	2,41421	30	
	40	0,38537	0,92276	0,41763	2,39449	20	
	50	0,38805	0,92164	0,42105	2,37504	10	
23	0	0,39073	0,92050	0,42447	2,35585	0	67
	10	0,39341	0,91936	0,42791	2,33693	50	
	20	0,39608	0,91822	0,43136	2,31826	40	
	30	0,39875	0,91706	0,43481	2,29984	30	
	40	0,40141	0,91590	0,43828	2,28167	20	
	50	0,40408	0,91472	0,44175	2,26374	10	
24	0	0,40674	0,91355	0,44523	2,24604	0	66
	10	0,40939	0,91236	0,44872	2,22857	50	
	20	0,41204	0,91116	0,45222	2,21132	40	
	30	0,41469	0,90996	0,45573	2,19430	30	
	40	0,41734	0,90875	0,45924	2,17749	20	
	50	0,41998	0,90753	0,46277	2,16090	10	
		cosin.	sin.	cotang.	tang.	Min.	Grad.

Grad.	Min.	sin.	cosin.	tang.	cotang.		
25	0	0,42262	0,90631	0,46631	2,14451	0	65
	10	0,42525	0,90507	0,46985	2,12832	50	
	20	0,42788	0,90383	0,47341	2,11233	40	
	30	0,43051	0,90259	0,47698	2,09654	30	
	40	0,43313	0,90133	0,48055	2,08094	20	
	50	0,43575	0,90007	0,48414	2,06553	10	
26	0	0,43837	0,89879	0,48773	2,05030	0	64
	10	0,44098	0,89752	0,49134	2,03526	50	
	20	0,44359	0,89623	0,49495	2,02039	40	
	30	0,44620	0,89493	0,49858	2,00569	30	
	40	0,44880	0,89363	0,50222	1,99116	20	
	50	0,45140	0,89232	0,50587	1,97680	10	
27	0	0,45399	0,89101	0,50953	1,96261	0	63
	10	0,45658	0,88968	0,51319	1,94858	50	
	20	0,45917	0,88835	0,51688	1,93470	40	
	30	0,46175	0,88701	0,52057	1,92098	30	
	40	0,46473	0,88566	0,52427	1,90741	20	
	50	0,46690	0,88431	0,52798	1,89400	15	
28	0	0,46947	0,88295	0,53171	1,88073	0	62
	10	0,47204	0,88158	0,53545	1,86760	50	
	20	0,47460	0,88020	0,53920	1,85462	40	
	30	0,47716	0,87882	0,54296	1,84177	30	
	40	0,47971	0,87743	0,54673	1,82906	20	
	50	0,48226	0,87603	0,55051	1,81649	10	
29	0	0,48481	0,87462	0,55431	1,80405	0	61
	10	0,48735	0,87321	0,55812	1,79174	50	
	20	0,48989	0,87178	0,56194	1,77955	40	
	30	0,49242	0,87036	0,56577	1,76749	30	
	40	0,49495	0,86892	0,56962	1,75556	20	
	50	0,49748	0,86748	0,57348	1,74375	10	
30	0	0,50000	0,86603	0,57735	1,73205	0	60
	10	0,50252	0,86457	0,58124	1,72047	50	
	20	0,50503	0,86310	0,58513	1,70901	40	
	30	0,50754	0,86163	0,58904	1,69766	30	
	40	0,51004	0,86015	0,59297	1,68643	20	
	50	0,51254	0,85866	0,59691	1,67530	10	
31	0	0,51504	0,85717	0,60086	1,66428	0	59
	10	0,51753	0,85567	0,06483	1,65337	50	
	20	0,52002	0,85416	0,60881	1,64256	40	
	30	0,52250	0,85264	0,61280	1,63186	30	
	40	0,52498	0,85112	0,61681	1,62125	20	
	50	0,52745	0,84959	0,62083	1,61074	10	
		cosin.	sin.	cotang.	tang.	Min.	Grad.

Grad.	Min.	sin.	cosin.	tang.	cotang.		
32	0	0,52992	0,84805	0,62487	1,60033	0	58
	10	0,53238	0,84650	0,62892	1,59002	50	
	20	0,53484	0,84495	0,63299	1,57981	40	
	30	0,53730	0,84339	0,63707	1,56969	30	
	40	0,53975	0,84182	0,64117	1,55966	20	
	50	0,54220	0,84025	0,64528	1,54972	10	
33	0	0,54464	0,83867	0,64941	1,53986	0	57
	10	0,54708	0,83708	0,65355	1,53010	50	
	20	0,54951	0,83549	0,65771	1,52043	40	
	30	0,55194	0,83389	0,66189	1,51084	30	
	40	0,55436	0,83228	0,66608	1,50133	20	
	50	0,55678	0,83066	0,67028	1,49190	10	
34	0	0,55919	0,82904	0,67451	1,48256	0	56
	10	0,56160	0,82741	0,67875	1,47330	50	
	20	0,56401	0,82577	0,68301	1,46411	40	
	30	0,56641	0,82413	0,68728	1,45501	30	
	40	0,56880	0,82248	0,69157	1,44598	20	
	50	0,57119	0,82082	0,69588	1,43703	10	
35	0	0,57358	0,81915	0,70021	1,42815	0	55
	10	0,57596	0,81748	0,70455	1,41934	50	
	20	0,57833	0,81580	0,70891	1,41061	40	
	30	0,58070	0,81412	0,71329	1,40195	30	
	40	0,58307	0,81242	0,71769	1,39336	20	
	50	0,58543	0,81072	0,72211	1,38484	10	
36	0	0,58779	0,80902	0,72654	1,37638	0	54
	10	0,59014	0,80730	0,73100	1,36800	50	
	20	0,59248	0,80558	0,73547	1,35968	40	
	30	0,59482	0,80386	0,73996	1,35142	30	
	40	0,59716	0,80212	0,74447	1,34323	20	
	50	0,59949	0,80038	0,74900	1,33511	10	
37	0	0,60181	0,79864	0,75355	1,32704	0	53
	10	0,60414	0,79688	0,75812	1,31904	50	
	20	0,60645	0,79512	0,76272	1,31110	40	
	30	0,60876	0,79335	0,76733	1,30323	30	
	40	0,61107	0,79158	0,77196	1,29541	20	
	50	0,61337	0,78980	0,77661	1,28764	10	
38	0	0,61566	0,78801	0,78129	1,27994	0	52
	10	0,61795	0,78622	0,78598	1,27230	50	
	20	0,62024	0,78442	0,79070	1,26471	40	
	30	0,62251	0,78261	0,79544	1,25717	30	
	40	0,62479	0,78079	0,80020	1,24969	20	
	50	0,62706	0,77897	0,80498	1,24227	10	
		cosin.	sin.	cotang.	tang.	Min.	Grad.

Grad.	Min.	sin.	cosin.	tang.	cotang.		
39	0	0,62932	0,77715	0,80978	1,23490	0	51
	10	0,63158	0,77531	0,81461	1,22758	50	
	20	0,63383	0,77347	0,81946	1,22031	40	
	30	0,63608	0,77162	0,82434	1,21310	30	
	40	0,63832	0,76977	0,82923	1,20593	20	
	50	0,64056	0,76791	0,83415	1,19882	10	
40	0	0,64279	0,76604	0,83910	1,19175	0	50
	10	0,64501	0,76417	0,84407	1,18474	50	
	20	0,64723	0,76229	0,84906	1,17777	40	
	30	0,64945	0,76041	0,85408	1,17085	30	
	40	0,65196	0,75851	0,85912	1,16398	20	
	50	0,65386	0,75661	0,86419	1,15715	10	
41	0	0,65606	0,75471	0,86929	1,15037	0	49
	10	0,65825	0,75280	0,87441	1,14363	50	
	20	0,66044	0,75088	0,87955	1,13694	40	
	30	0,66262	0,74896	0,88473	1,13029	30	
	40	0,66480	0,74703	0,88992	1,12366	20	
	50	9,66697	0,74509	0,89515	1,11713	10	
42	0	0,66913	0,74314	0,90040	1,11061	0	48
	10	0,67129	0,74120	0,90569	1,10414	50	
	20	0,67344	0,73924	0,91099	1,09770	40	
	30	0,67559	0,73728	0,91633	1,09131	30	
	40	0,67773	0,73531	0,92170	1,08496	20	
	50	0,67987	0,73333	0,92709	1,07864	10	
43	0	0,68200	0,73135	0,93252	1,07237	0	47
	10	0,68412	0,72937	0,93797	1,06613	50	
	20	0,68624	0,72737	0,94345	1,05994	40	
	30	0,68835	0,72537	0,94896	1,05378	30	
	40	0,69046	0,72337	0,95451	1,04766	20	
	50	0,69256	0,72136	0,96008	1,04158	10	
44	0	0,69466	0,71934	0,96569	1,03553	0	46
	10	0,69675	0,71732	0,97133	1,02952	50	
	20	0,69883	0,71529	0,97700	1,02355	40	
	30	0,70091	0,71325	0,98270	1,01761	30	
	40	0,70298	0,71121	0,98843	1,01170	20	
	50	0,70505	0,70916	0,99420	1,00583	10	
45	0	0,70711	0,70711	1,00000	1,00000	0	45
		cosin.	sin.	cotang.	tang.	Min.	Grad.

Druckfehler und Berichtigungen des ersten Theils.

Seite 31, Zeile 7 von oben lies $\frac{q}{24}$ anstatt $\frac{24}{q}$.

„ 31, „ 16 „ unten „ $q\,l^4$ „ $q\,l^2$.

„ 33, „ 7 „ „ „ $\frac{\mathfrak{M}\,l^2}{2\,E\,\Theta}$ „ $\frac{\mathfrak{M}\,C}{2\,E\,\Theta}$.

„ 32, „ 7 „ „ „ $\frac{q\,l^4}{24\,E\,\Theta}$ „ $\frac{q\,l^4}{24}$.

„ 40, „ 6 „ „ „ $d\,y$ „ $d\,z$.

„ 40, „ 8 „ „ „ $n\,p$ „ $o\,p$.

„ 42, „ 1 „ oben „ $\mathfrak{A}_y$ „ $1/2\,\mathfrak{A}_y$.

„ 42, „ 1 „ „ „ $\frac{d\,\mathfrak{D}}{d\,\alpha}$ „ $d\,\mathfrak{D}$.

„ 65, „ 14 „ „ „ Tonnen „ Kilogrammen.

„ 72, „ 7 „ „ „ Zug „ Stoss.

„ 100, in Gleichung IV. „ 720 „ 360.

„ 100, „ „ V. „ 400 „ 200.

„ 101 in Figur 66 sollte als Trägerdistanz nur 1,66^m angegeben sein.

„ 106, Zeile 12 von oben lies Figur 71 anstatt Figur 72.

„ 128 in Gleichung 124^b ist vor A das Zeichen — anzubringen.

„ 128, Zeile 4 von unten lies 108—109 anstatt 106—109.

„ 127 in Gleichung I. lies $\frac{A\,a^2}{3}$ anstatt $\frac{A\,a^3}{3}$.

„ 127, Zeile 3 von oben lies Coordinatenursprung in A anstatt in B.

„ 144, letzte Zeile lies $a_1 = a + \frac{A\,A_1}{2} + \frac{B\,B_1}{2}$.

„ 152 in Figur 97 lies anstatt P_1 gleichfalls: P.

„ 152 bei Fall 15 lies $P\frac{\lambda}{2}$ anstatt $P\frac{\lambda^2}{2}$.

„ 158 bei Figur 101 lies 3446 anstatt 3466.

„ 158 „ „ 101 „ 4381 „ 4281.

„ 158 „ „ 102 „ 4250 „ 4150.

„ 159 „ „ 105 „ 2941 „ 3141.

„ 169, Zeile 5 von unten lies 700 anstatt 600.

„ 171 in Gleichung 161) ist anstatt $\frac{\mathfrak{H}}{\mathfrak{V} - Q_y' - Q_y''}$ zu setzen $\frac{\mathfrak{V} - Q_y' - Q_y''}{\mathfrak{H}}$

„ 179, Zeile 8 von oben lies Parabelbögen anstatt Parallelbögen.

„ 183, „ 7 „ „ „ $\mathfrak{H}_0$ anstatt H_0.

„ 189, „ 10 „ unten „ per laufenden Meter anstatt per laufenden Fuss.

„ 191, „ 13 und 15 von unten lies Schubspannung anstatt Schubkraft.

„ 191, „ 9 von unten ist einzusetzen: nach Gleichung 55).

„ 194, „ 18 „ „ lies XXXV. anstatt XXXVI.

„ 198, „ 10 „ „ „ 64,08 . q „ 64,08 . 9.

In Tafel II., letzte Figur, lies $\mathfrak{M}$ nach Gleichung 97) anstatt Maximum $\mathfrak{M}$ nach Gleichung 97).

Druckfehler und Berichtigungen des zweiten Theils.

Seite 5 in Fig. 129 lies $\mathfrak{M}_x = \frac{q\,l^2}{8} - \frac{q\,x^2}{2}$ (anstatt $= \frac{q\,l}{8} - \frac{q\,x_1^2}{2}$)

„ 8, Zeile 5 von unten lies Figur 130^b anstatt 103^b.

„ 19, „ 12 „ oben „ Facheintheilung anstatt Facheinheit.

„ 20 sind die Gleichungen 185) und 186) mit 186), beziehungsweise 187) zu bezeichnen; in denselben Gleichungen ist anstatt $\mathfrak{M}$ zu setzen $\mathfrak{M}'$.

„ 25, Zeile 4 von oben lies beistehender anstatt bestehender.

„ 27, Zeile 12 von oben lies Nummerzahl anstatt Nummernzahl.

„ 32, Zeile 22 und 28 von unten lies ω_n anstatt ω_u.

„ 41 in der Vertikalcolumne (2) lies 500 anstatt 250.

„ 51, Zeile 4 von oben lies max $\mathfrak{V}'_{1/2\,l} = \frac{1}{2}\,\frac{k\,l}{8} = \frac{5440 \times 50{,}2}{2\,.\,8}$

„ 60 in Figur 179 ist statt 4,63 zu setzen: 63,4.

„ 60, Zeile 9 von unten lies 280,3 anstatt 28,3.

„ 64 in Figur 182 lies $x_{7^1/_2}$ anstatt $x_{9^1/_2}$.

„ 66, Zeile 22 von oben lies Figur 182 anstatt 128.

„ 74, „ 17 „ „ „ 231) anstatt 230.

„ 74, „ 22 „ „ „ 232) „ 231.

„ 77 in Gleichung 238) ist zwei Mal anstatt U zu setzen: 2 l.

„ 77 „ „ 240) lies $- \frac{q}{2} (\lambda - {}^1/_2\,d)^2$ anstatt $= \ldots.$

„ 77 „ „ 240) „ $\mathfrak{M}_{m-1}$ anstatt $\mathfrak{M}_m$.

„ 77 „ „ 241) „ $\mathfrak{M}_m$ „ $\mathfrak{M}_{m-1}$.

„ 78, Zeile 9 und folgende lies: Die Gleichungen 238) — 241) erleiden, wenn die Last von B nach A geht, nur insoweit eine Aenderung, als für A stets B, für B stets A gesetzt, ferner $\mathfrak{M}_m$ und $\mathfrak{M}_{m-1}$ und ebenso $\mathfrak{V}_m$ und $\mathfrak{V}_{m-1}$ gegeneinander vertauscht werden müssen.

„ 80 in Gleichung 248) lies $(t\,g\,\beta_m + t\,g_{m+1})$.

„ 80 „ „ 249) „ $(t\,g\,\beta_{m-1} + t\,g\,\gamma)$.

„ 127, Zeile 26 von unten lies 54,6 anstatt 21,6.

„ 136, „ 9 „ „ „ Gitterstäbe anstatt Gitterstärke.

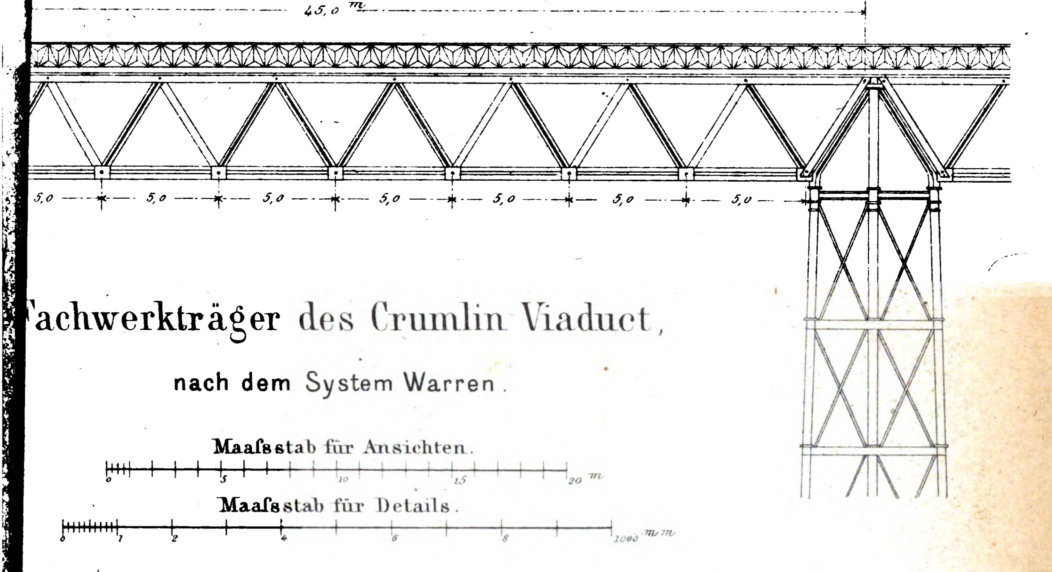
„ 140, „ 13 „ oben „ **192** anstatt **191**. (Die Nummmer **192** auf Seite 141 ist alsdann mit **192**a zu bezeichnen oder ist als Fortsetzung von N°. **192** zu betrachten.)

„ 144, Zeile 2 von unten ist die Nummer **194** zu streichen.

„ 154 lies Tabelle LVIII. anstatt LVII.

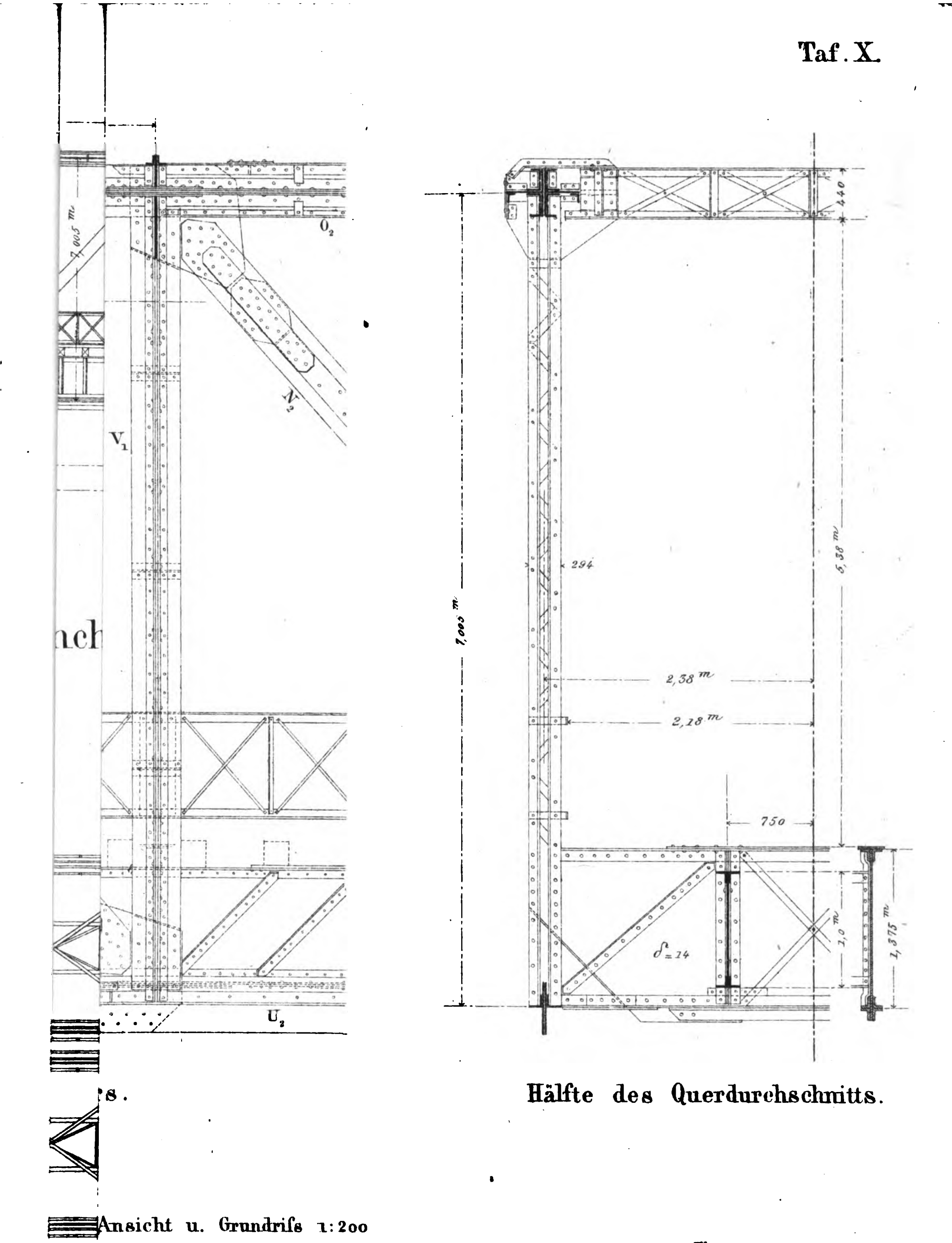
In Tafel XV. lies ${}^1/_2\,l = 32{,}95^m$ anstatt $32{,}45^m$.





Längen-Ansicht am Auflager.

Lith.ie v. Friedr. Schepperlen, Stu

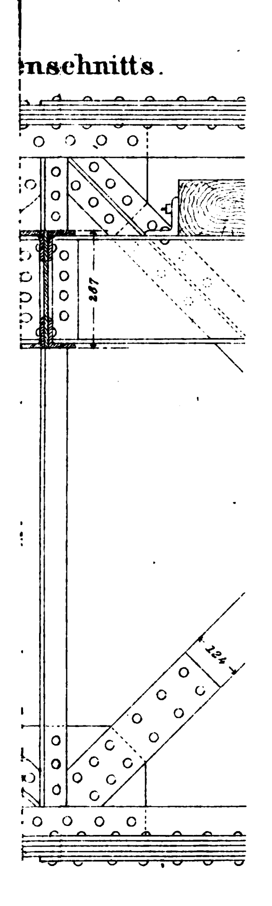


ab für Details 1:60

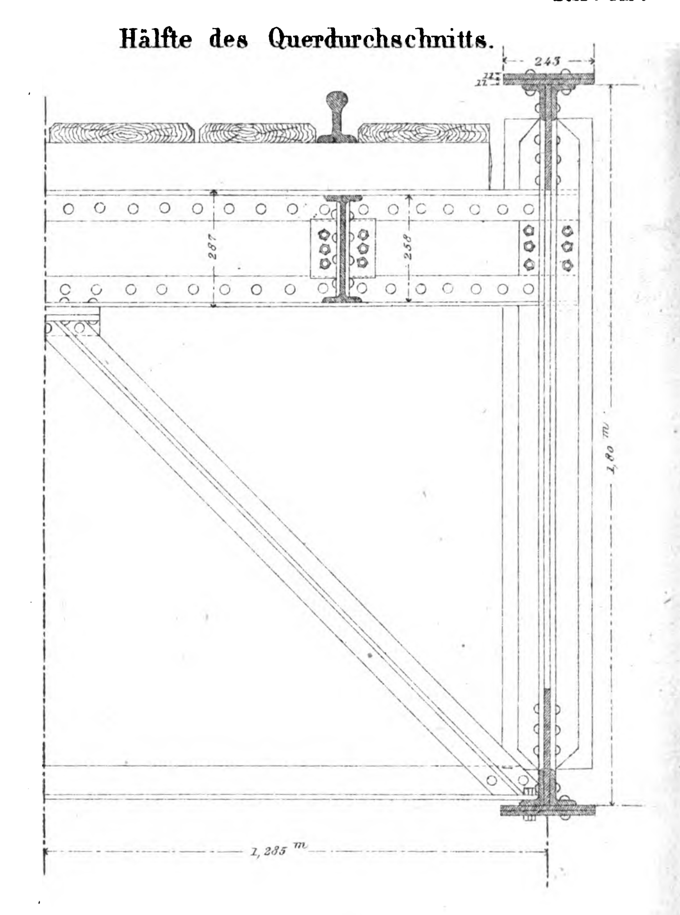
3 4 5 6 7 m

Lith.ie v. Friedr. Schepperlen, Stuttgt.

nschnitts.



Hälfte des Querdurchschnitts.



die Brenz bei Königsbronn.

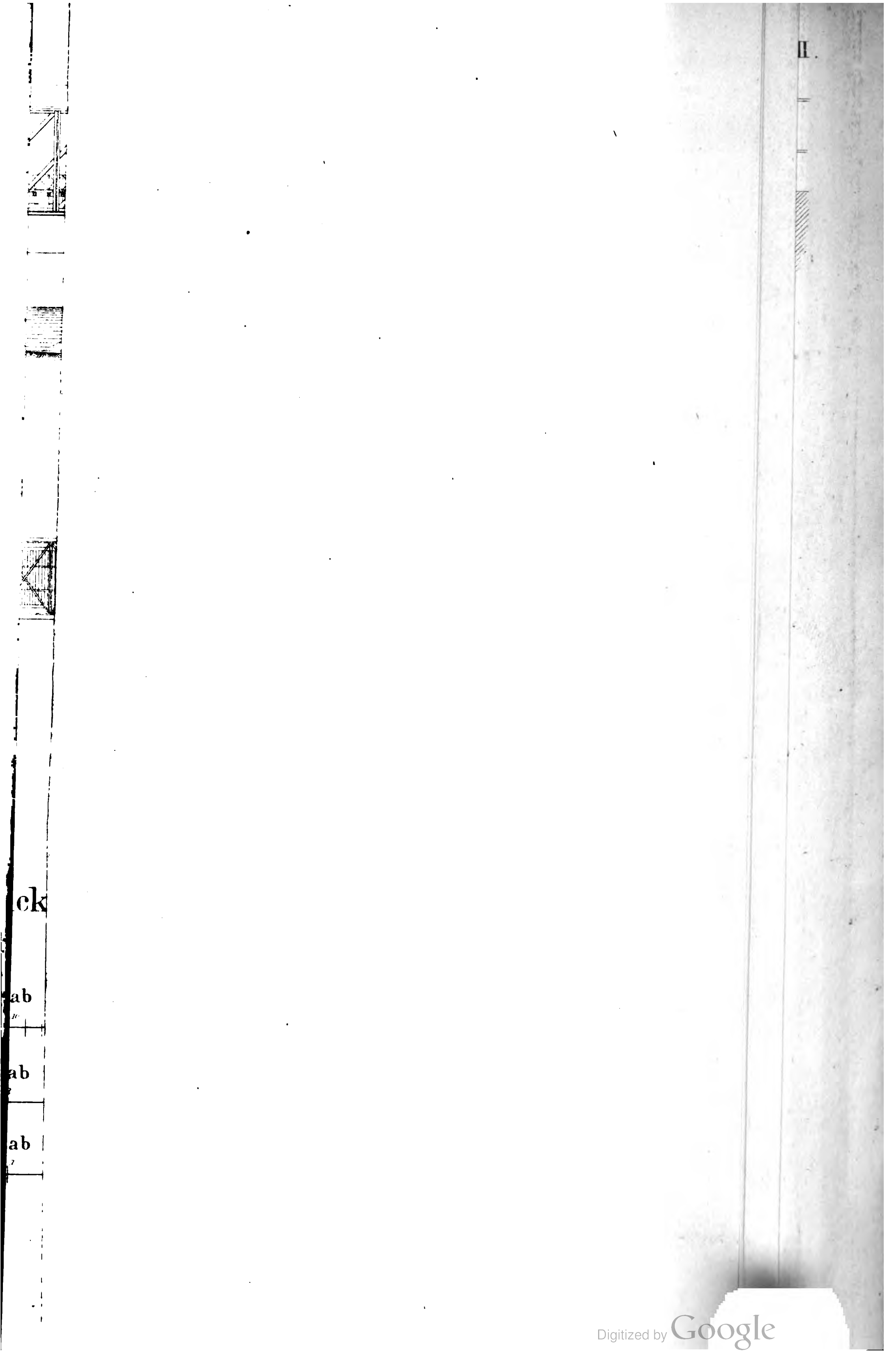
Ansicht u. Grundrifs.

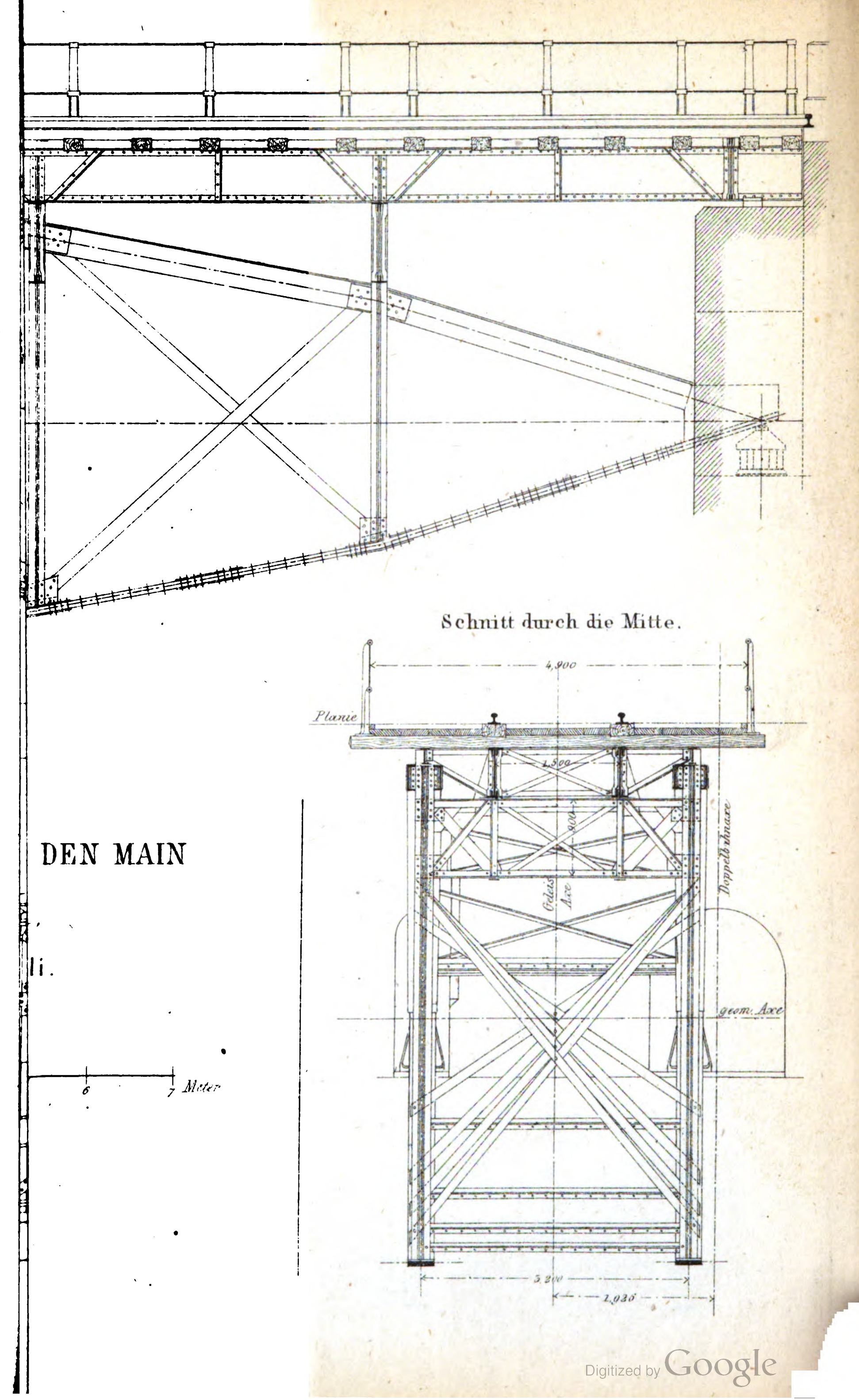
50 60 70 80 90 1 Meter

b für Details.

1 2 Meter

Lith.ie v Friedr. Schepperlen. Stuttgt.


II.


Schnitt durch die Mitte.
4,900
Planie
1,500
900
Geleis Axe
Doppelbahnaxe
geom. Axe
3,200
1,926
DEN MAIN
li.
6
7 Meter

üb

Kr

Hälfte des Querdurchschnitts.

457

2,134 m

762

928

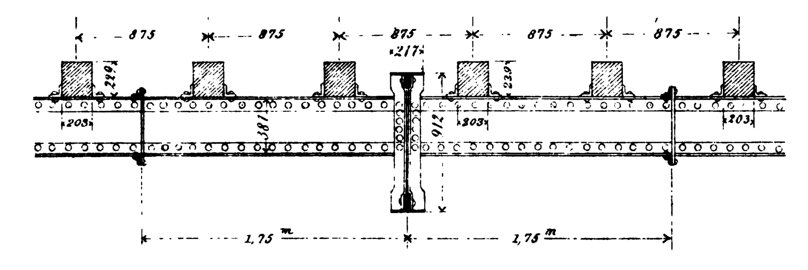
102/13

1,182

952

2,382 m

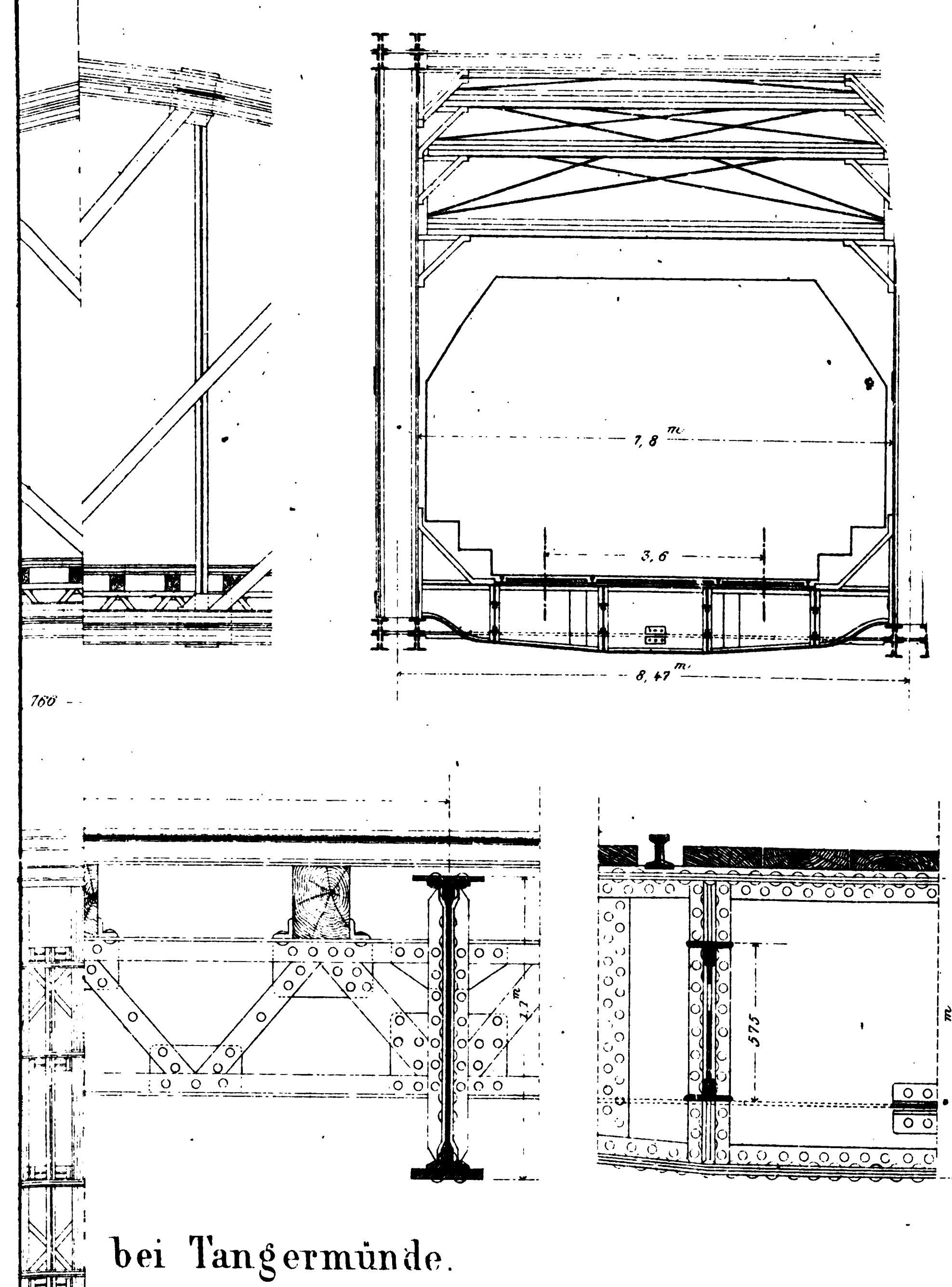
Ansicht der Schwellenträger



Maaß

ne Cent. M.

Lithie v. Friedr. Schepperlen, Stuttg.



bei Tangermünde.

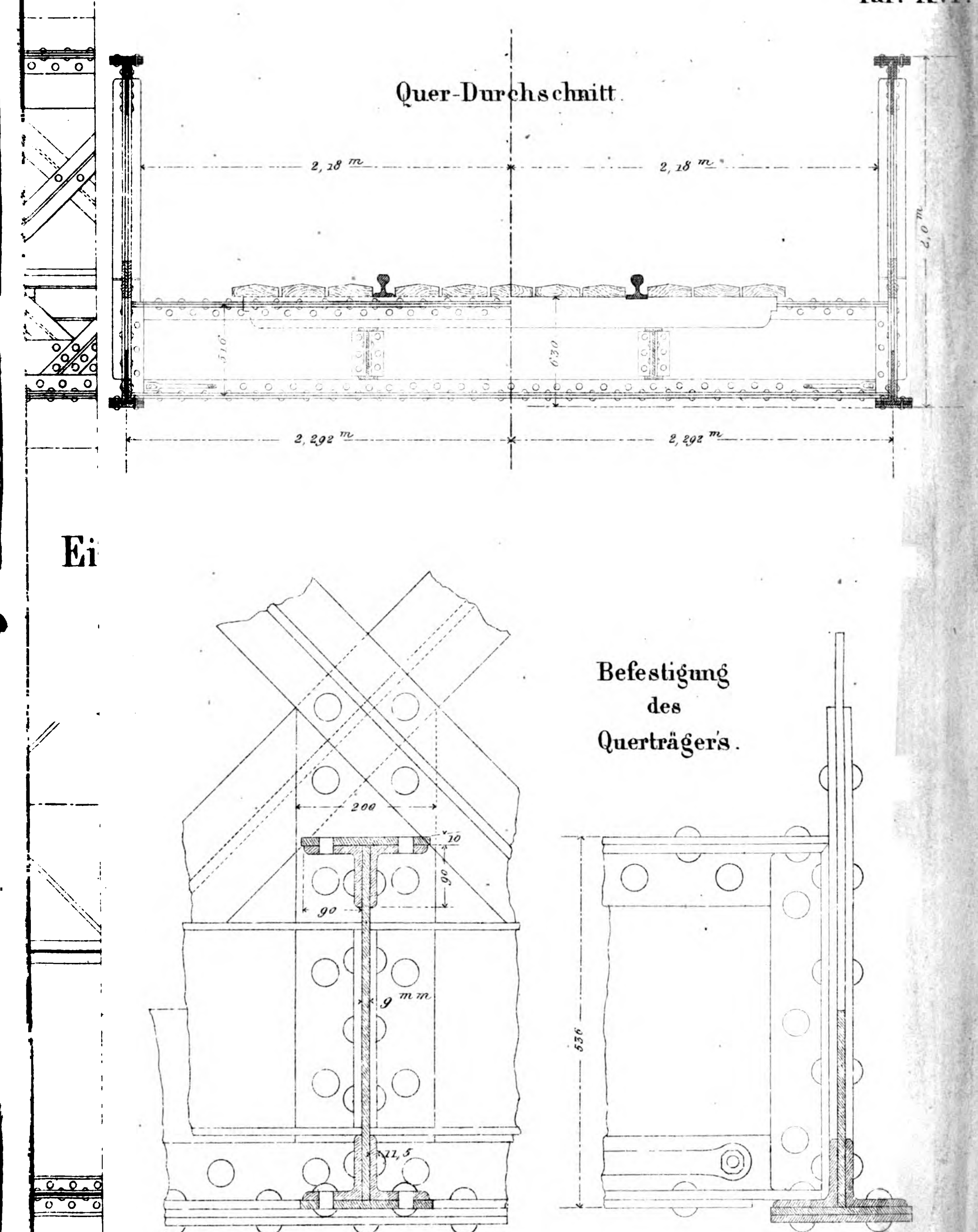
em Schwedler.

r Ansicht u. Grundrifs 1:120.

5 — 10 Meter

aafstab für Details.

10 — 2,5 Meter



Lith.ie v. Friedr. Schepperlen, Stuttgart.

Maafsftab für Details 1:10

2 4 6 8 10 Decz.M.